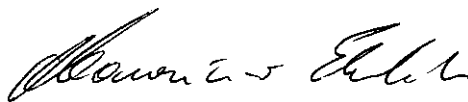


ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LASTROS DE MATERIAIS GRANULARES SOBRE ESTACAS COM CAPITÉIS ATRAVÉS DE MODELOS REDUZIDOS.

MARCO ANTONIO DECHICHI

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:



MAURÍCIO EHRLICH



WILLY ALVARENGA LACERDA



ENIO IVAN BOCK



FRANCISCO DE REZENDE LOPES

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO DE 1984

DECHICHI, MARCO ANTONIO

Estudo do comportamento de Lastros de Materiais Granulares sobre Estacas com Capitêis através de Modelos Reduzidos (Rio de Janeiro) 1984.

IX, p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1984)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Lastros de Materiais Granulares sobre estacas com capitêis para fundações de tanques, depósitos e pátios de estocagens. I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

À Empresa de Portos do Brasil S.A. - PORTOBRÁS na pessoa do Sr. Presidente Arno Oscar Markus e do Diretor de Recursos Humanos José Guimarães Barreiros, pela aceitação de meu pedido de participação no Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Área de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ.

Ao Professor Maurício Ehrlich pela orientação dada ao trabalho.

Ao Diretor do Departamento de Engenharia Portuária Raul Cabral de Sá pelo apoio no desenvolvimento do trabalho.

Aos colegas da PORTOBRÁS, Elói Portela Nunes Sobrinho, José Alberto da Costa, Celso Fausto de Souza, Alkmar Coitinho, Jurandir Amando de Araújo, Paulo Horácio Sampaio, José Brasil Siano, Marcos Guimarães Silveira, Wilson do Egito Coelho Filho, Cláudio José Madeira Basto Menezes, José Francisco Beltrami da G.H. Engenharia e outros pela amizade e apoio no que se fez necessário à possibilitar o desenvolvimento deste trabalho.

À Professora Odila A. Urvaneja Ferreira pela revisão dos originais.

Aos demais professores da COPPE que de uma maneira ou de outra colaboraram para o êxito deste trabalho.

Aos funcionários Antonio Miguel de Sales da Carpintaria e Álvaro de Souza Fraga da Oficina Mecânica pela execução dos modelos experimentais.

À FINEP que financiou a pesquisa e que originou o trabalho em questão.

Aos funcionários do laboratório de Mecânica dos Solos por sua solicitude e apoio na condução dos trabalhos.

À minha esposa Maria Alice Dechichi pelo seu companheirismo e aos meus pais pelo seu apoio.

À G.H. Engenharia pela oferta das fotos, Relatórios Técnicos e Memórias de Cálculo do Pátio de Produtos Siderúrgicos da COSIPA-SP.

À PETROBRÁS, em nome do Engº Enio Ivan Bock pelas fotos cedidas de construção de Tanques de Petróleo constante neste trabalho.

Ao INPH - Instituto de Pesquisas Hidroviárias da PORTOBRÁS, em nome do Sr, Chefe José Antonio dos Santos e seus funcionários pelo apoio no desenvolvimento do trabalho e do curso de Mestrado.

À Leila de Lourdes Rocha pelos serviços de datilografia.

Ao Marinaldo do Nascimento Graces Serejo pela elaboração dos desenhos.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LASTROS DE MATERIAIS GRANULARES SOBRE ESTACAS COM CAPITÉIS ATRAVÉS DE MODELOS REDUZIDOS.

Marco Antonio Dechichi

Agosto, 1984

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

O objetivo do trabalho de tese consistiu no detalhamento do projeto, construção e análise experimental em modelos reduzidos do comportamento de lastros de materiais granulares sobre estacas com capitéis normalmente adotadas como fundação de tanques, armazéns, pátios de estocagens, etc. Analisou-se as seguintes variáveis do problema: altura crítica do lastro granular relativamente a distância entre estacas e diâmetro dos capitéis, compacidade do material granular, carregamento externo, materiais componentes do lastro e tipo de solicitação (estudo em modelos bi ou tridimensional). Cotejou-se os resultados obtidos no estudo em modelos com as metodologias de dimensionamento existentes.

Neste estudo ficou evidenciado: 1º) É muito significativa a influência da compacidade do lastro; 2º) O carregamento externo é um fator estabilizante; 3º) O material do lastro tem influência significativa no comportamento; 4º) É quantitativamente diverso o comportamento bi e tridimensional; 5º) Não se verificou influência sensível do fator de escala nos estudos em modelos bidimensionais.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STUDY OF THE BEHAVIOR OF BASES FOR OIL TANKS, WAREHOUSES AND STORAGE YARDS MADE OF GRANULAR MATERIAL PLACED OVER PILES WITH SMALL CAPS WITH THE AID OF A SMALL SCALE MODEL.

Marco Antonio Dechichi

AUGUST, 1984

Chairman: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

The present work aimed at the behaviour of bases for oil tanks, warehouses and storage yards made of granular material placed over piles with small circular caps. The importance of the following parameters has been evaluated with the aid of a small scale model: critical thickness of the base in relation to pile spacing and cap diameter, density and grain size distribution of the granular material, external pressure, and two - and three - dimensional effects. The behaviour observed in the model were compared with that predicted by available theoretical methods.

The following points were observed: i) the density of the base is an important factor; ii) the external pressure is a stabilizing factor; iii) the nature of the base material is important; iv) two-and three-dimension behaviour are quite different and (v) scale effects were not important in two-dimension model tests.

ÍNDICE

	<u>PÁGINA</u>
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO-----	1
I.1 - Descrição do problema -----	2
I.2 - Objetivo do trabalho -----	17
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA -----	18
II.1 - Efeito de arco nos solos -----	19
II.2 - Métodos de dimensionamento do lastro de material granular -----	27
II.2.1 - Trabalho de Enio Ivan Bock -----	27
II.2.2 - Trabalho de Swedish Road Board -----	31
II.2.3 - Aplicação da G.H. Engenharia no Pã- tio de Produtos Siderúrgicos da COSIPA-SP -----	32
CAPÍTULO III - MODELOS REDUZIDOS EXPERIMENTAIS	34
III.1 - Fundamentos teóricos do estudo em mode_ lo reduzido -----	35
III.1.1 - Aplicação do teorema de Buckingham para o lastro de material granular considerando o carregamento externo	35
III.1.2 - Aplicação do teorema de Buckingham para o lastro de material granular sem o carregamento externo -----	40
III.1.3 - Considerações finais sobre a análise dimensional dos modelos reduzidos u- tilizados na pesquisa -----	43
III.2 - Modelos reduzidos utilizados nesta pes_ quisa -----	44
III.2.1 - Modelo reduzido tridimensional -----	44
III.2.2 - Modelos reduzidos bidimensionais ---	55

CAPÍTULO IV - ESTUDOS EM MODELOS REDUZIDOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS-----	60
IV.1 - Teste em modelos reduzidos com areias de Itaipuaçu e Ipanema-----	61
IV.2 - Testes em modelos reduzidos com mate- rial britado-----	62
IV.2.1 - Relato da execução dos ensaios e apresentação dos resultados-----	62
IV.2.2 - Testes com os modelos reduzidos bidi- mensionais-----	76
IV.2.2.1 - Relato da execução dos ensaios e apresentação dos resultados-----	76
IV.2.2.2 - Análise dos resultados-----	80
IV.2.3 - Testes no modelo reduzido tridi- mensional-----	84
IV.2.3.1 - Relato da metodologia de execução dos ensaios e apresentação dos re- sultados-----	84
IV.2.3.2 - Análise dos resultados-----	106
CAPÍTULO V - COTEJAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM A METODOLOGIA EXISTENTE-----	119
V.1 - Introdução-----	120
V.2 - Análise dos testes efetuados nos mode- los reduzidos bidimensionais-----	120
V.2.1 - Análise através do ábaco da Swedish Road Board-----	120
V.2.2 - Análise através da metodologia da G. H. Engenharia-----	121
V.2.3 - Análise através da metodologia de Enio Ivan Bock-----	121
V.3 - Análise dos testes efetuados no modelo reduzido tridimensional-----	122
V.3.1 - Análise através do ábaco da Swedish Road Board-----	122

V.3.2 - Análise através da metodologia da G. H. Engenharia-----	122
V.3.3 - Análise através da metodologia de Enio Ivan Bock-----	123
CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES FINAIS -----	132
CAPÍTULO VII - SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	133
BIBLIOGRAFIA CITADA NO TEXTO-----	135
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA-----	136
LISTA DE SÍMBOLOS E CONVENÇÃO-----	138
APENDICE - INTRODUÇÃO A TEORIA DA SEMELHANÇA (Transcrição de parte do texto apre sentado sobre o assunto por Motta (3))-----	140

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I.1 - Descrição do problema:

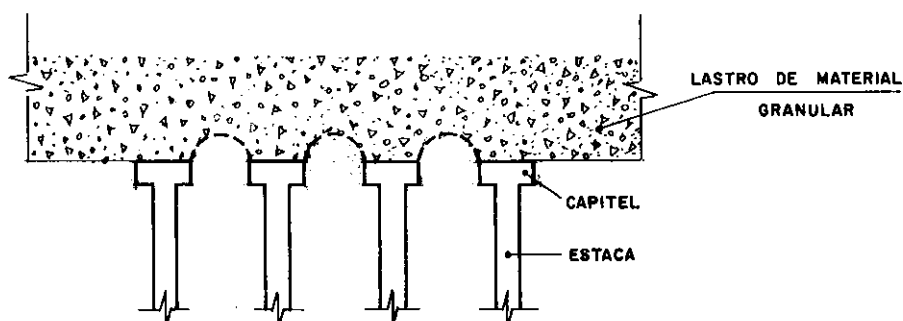


Figura 1 - Lastro de material granular

No quadro 1 são sumarizadas diversas técnicas de construção em regiões de solos de baixa capacidade de suporte.

O lastro de material granular com estacas de capitéis (figura 1) é uma técnica com os mesmos fins; não é um método de melhoria das propriedades do solo. Trata-se de método alternativo que se fundamenta em não transferir carga para o material mole (podendo às vezes admitir que o solo absorva uma pequena parcela) mas sim para as estacas que transferem, em profundidade, para camadas de alta capacidade de suporte, devido ao arqueamento que desenvolve-se na base granular.

O lastro de material granular compreende basicamente um lastro de material granular ou material composto (por exemplo solo - cimento) e capitéis no topo das estacas. Estes capitéis podem ser engastados ou não à cabeça da estaca. A forma articulada tem a vantagem de não solicitar quanto a momento a cabeça da estaca. Os capitéis comumente utilizados tem a configuração quadrada ou circular. As estacas podem ser de concreto, madeira. Como lastro em geral, é utilizada a pedra

britada e também a escória de aciaria, utilizando-se finos para preenchimento dos vazios entre grãos.

Esta metodologia construtiva pode ser empregada em estruturas que tenham cargas distribuídas uniformes ou uniformemente variáveis; se existirem cargas concentradas, estas podem ser transferidas diretamente à estaca. Como aplicações tem-se principalmente tanques de petróleo e derivados, tanques de álcool, reservatórios, pátios de estocagem de minérios, carvão, de indústrias ou de portos, em aterros para rodovias ou áreas de circulação em geral, sobre terrenos fracos e compressíveis, por exemplo, regiões com camadas de argila marinha mole Bock(2).

Como utilização do lastro de material granular destaca-se os bons resultados de seu uso em fundações de tanques para depósito de petróleo (fotos 1 a 7) onde se substituiu com vantagem a tradicional laje de concreto armado. Bock(2), cita o caso de um tanque construído em Brasília para a Petrobrás Distribuidora S.A. em que, a adoção desta técnica, permitiu uma economia de 20% do custo das fundações.

Outra utilização foi no pátio de estocagem de minérios siderúrgicos da COSIPA-SP (fotos 8 a 15) numa região de espessa camada de argila marinha. Este processo permitiu uma economia de 30% no custo total das obras civis, em face do lastro de material granular de maior flexibilidade, admitir maiores recalques diferenciais, possibilitando a redução do comprimento das estacas. No quadro 2 são relacionadas uma série de obras em que se adotou esta técnica.

Quadro 1
Métodos de Melhoramento do Solo

Vibro-com- pactação	Explosão
	Terra-probe
	Rolos vibratórios
Vibro-com- pactação com deslo- camento	Estacas de compactação
	Socagem pesada (Adensamento dinâmico)
	Vibroflotação
Pré-compres- são	Pré-carregamento
	Aterros de sobrecarga
	Adensamento dinâmico
	Eletrosmose
Armação	Estacas e paredes, misturadas "in situ"
	Lâminas e membranas
	Colunas de brita por vibração com substituição
Térmico	Aquecimento
	Congelamento
Injeção (e/ ou Grouting)	Injeção (grouting) de partículas
	Injeção (grouting) química
	Injeção de cal sob pressão
	Injeção com deslocamento
	Injeção eletro-química
Miscelânea	Remover e substituir (com ou sem aditivo)
	Barreiras de umidade
	Pré-molhamento
	Aterros estruturais

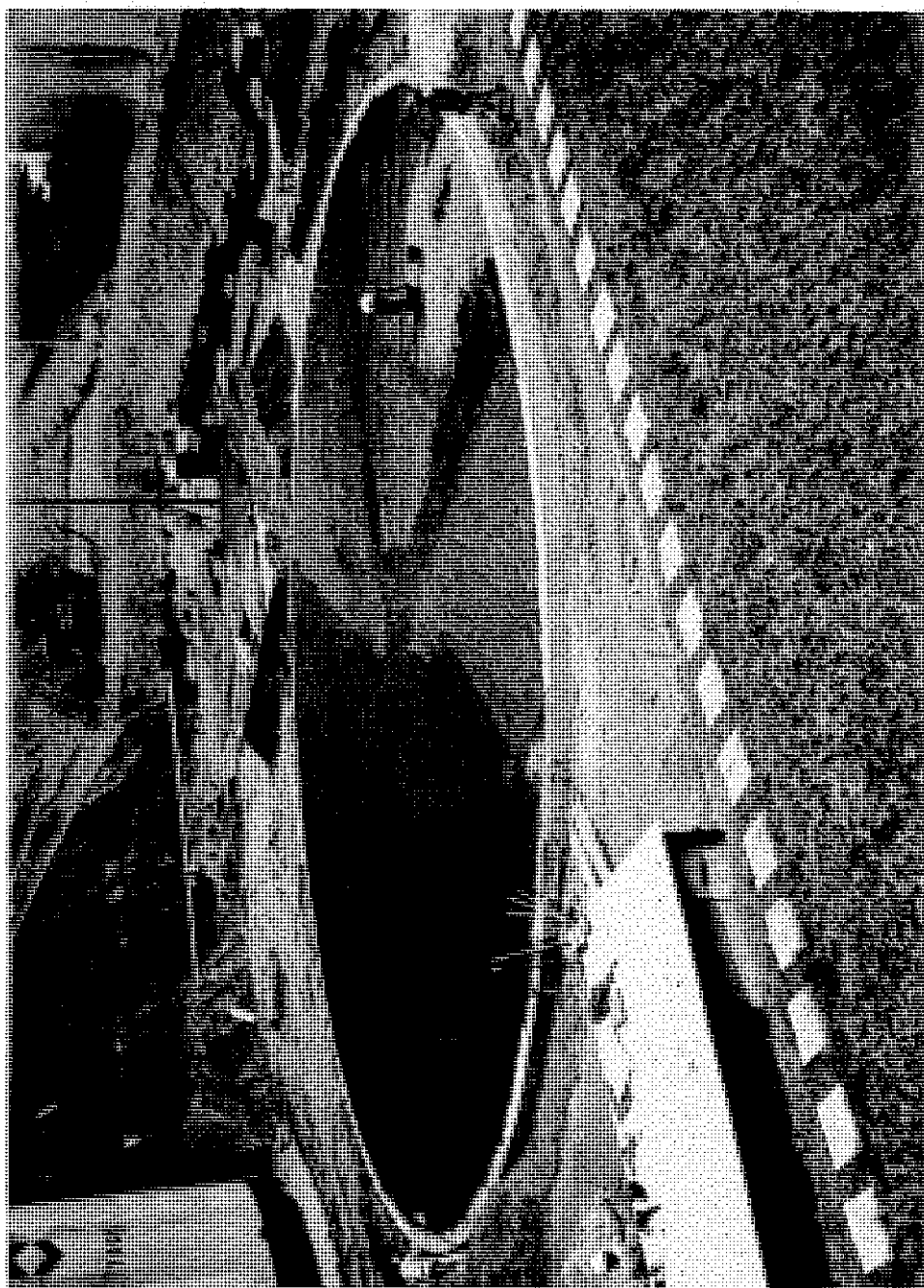
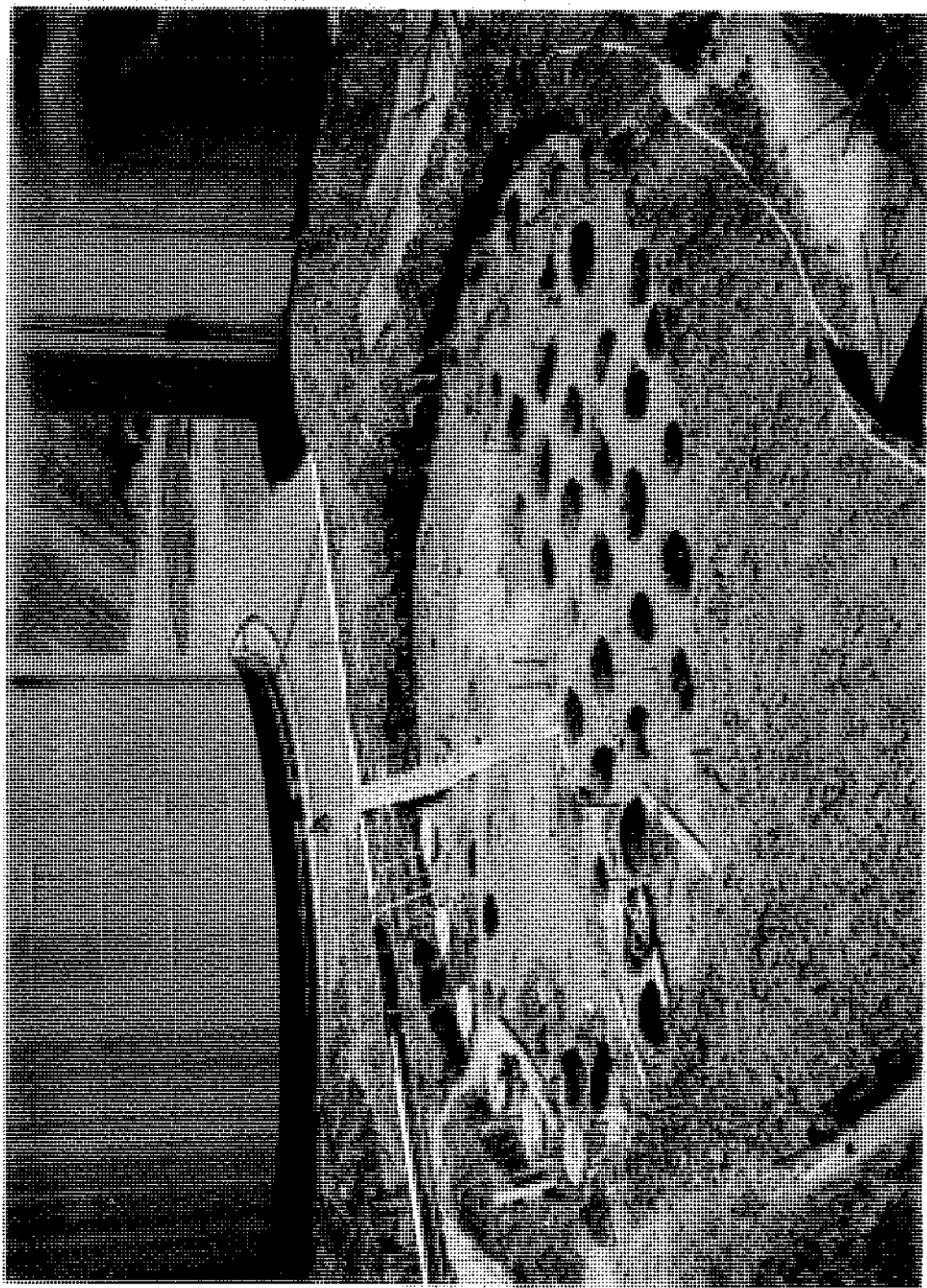


Foto nº 1 - Detalhe da execução da fundação de tanque em Ilhéus, Ba, utilizando a metodologia do lastro de material granular.



Fot nº 2 - Outro detalhe da execução do lastro de material granular observando-se a colocação da brita, Ilhéus, Ba.



Foto nº 3 - Detalhe da execução do capitel sobre a estaca para suporte do lastro de material granular em Ilhéus, BA.



Foto nº 4 - Vista da área de tancagem de Guararema, SP, onde utilizou-se a metodologia do lastro de material granular.

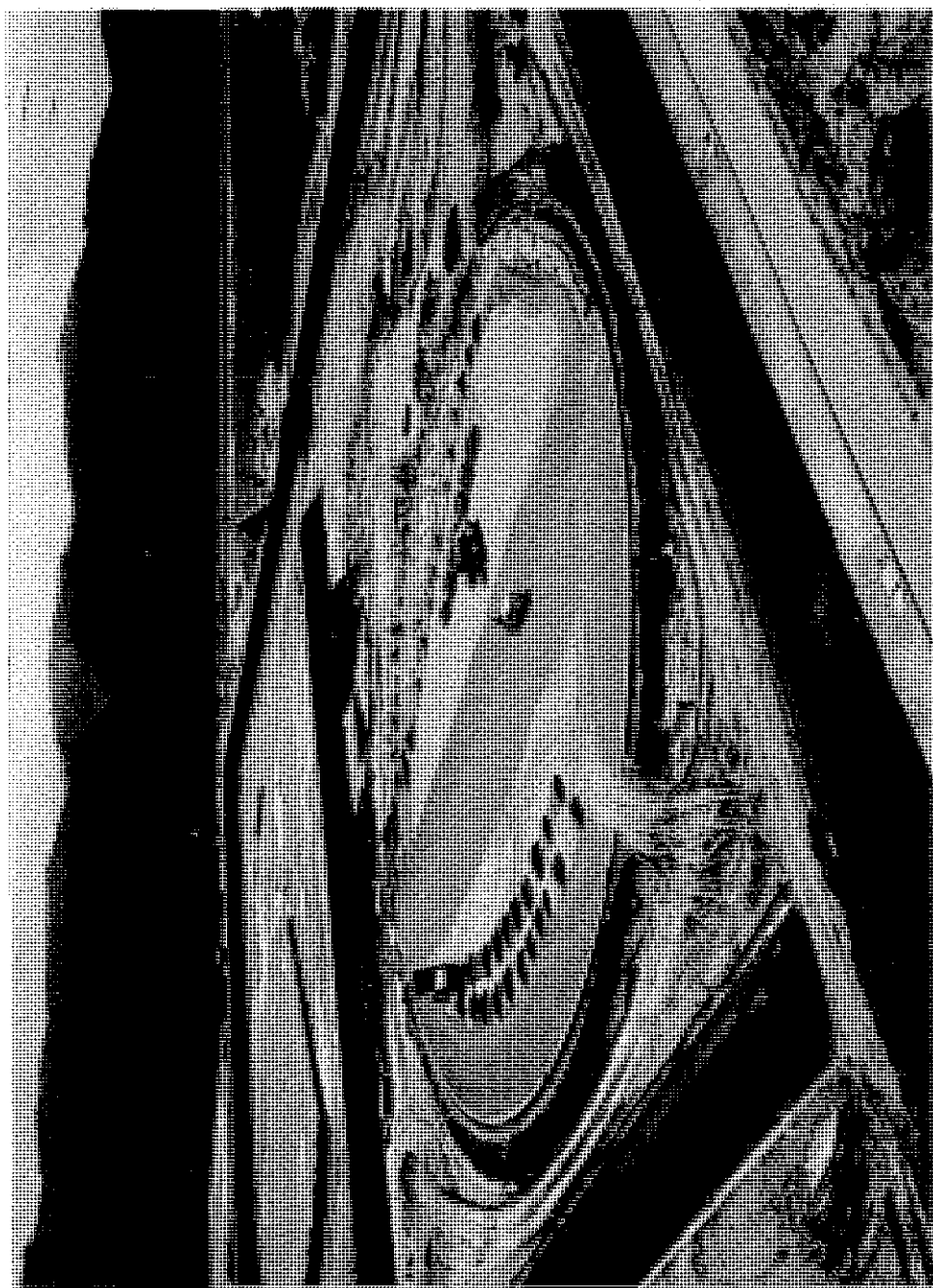


Foto nº 5 - Outro detalhe da obra de construção da fundação de tanques da Petrobrás em Guararema, SP.



Foto nº 6 - Vista da obra de construção da fundação para tanques da Petrobrás em Guararema, SP.

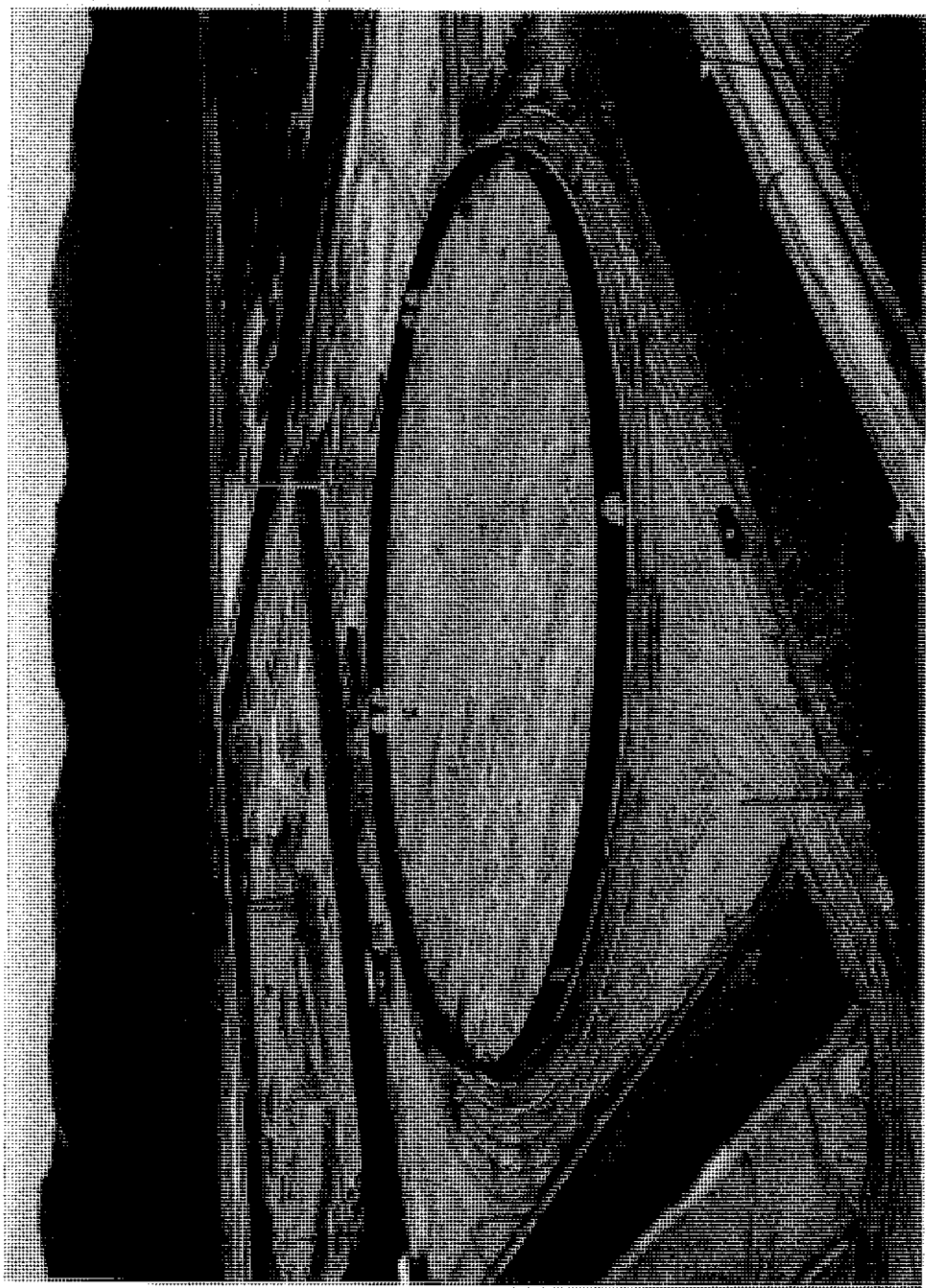


Foto nº 7 - Outro detalhe da obra de construção da fundação para tanques da Petrobrás em Guararema, SP.

QUADRO 2

Obras Executadas com Lastro de Material Granular e Capité

Obra	Local	Proprietário	Observações
01 Tanque TQ-13(1388) Di = 21,26m V = 5320m ³	Brasília,DF Babrás	Petrobrás S.A.	LSC
02 TQ-4 Di = 13,53m TQ-6 Di = 11,60m	Goiânia,GO Bagon	Petrobrás S.A.	LSC
03 TQ-SN Di = 21,26m V = 5320m ³	Paranaguá,PR	Petrobrás S.A.	LSC CCS
04 TQ-7318 Di = 21,26m V = 5320m ³	Madre Deus,BA Temadre	Petrobrás S.A.	LSC CCS
15 12 tanques Di = 86,56m V = 88270m ³	Guararema,SP	Petrobrás S.A.	LBr CCS
06 TQ-11(1951)-GA TQ-13(1953)-DO Dca = 22,38m V = 5900m ³	Ilhéus, BA Baleu	Petrobrás S.A.	LBr CCS
07 2 Pátios de Esto- cagem de Minério (38 X 200)m	Cubatão, SP	Cosipa	Lastro de Es- cória e CCAP

Fonte: Bock(2)

LSC - Lastro de solo-cimento

LBr - Lastro de brita

CCS - Capitel de concreto simples

CCAP - Capitel de concreto pré-moldado



Foto nº 8 - Vista do Pátio de Estocagem de minérios da COSIPA, SP, com as estacas e seus respectivos capitêis alocados, utilizando-se a metodologia da fundação em lastro de material granular.



Foto nº 9 - Detalhe do Pátio de Estocagem de minérios da COSIPA, SP, observando-se os capitêis e o início da colocação do material granular para a formação do respectivo lastro.



Foto nº 10 - Detalhe do Pátio de Estocagem de minérios da COSIPA, SP, com início da colocação do material granular do lastro, e estrutura de contenção lateral indicada pela seta.

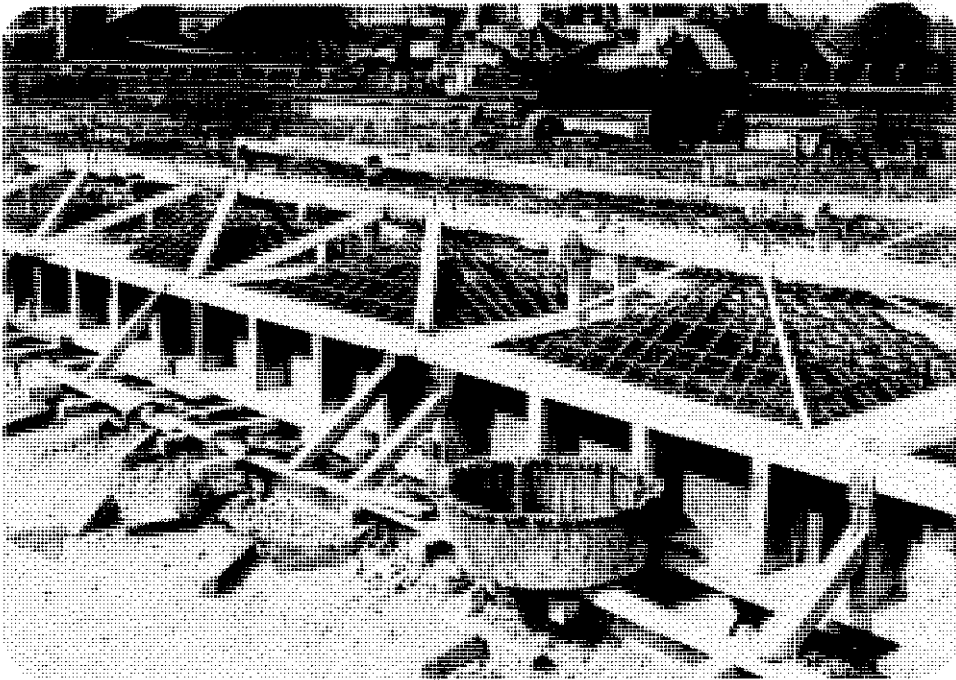


Foto nº 11 - Execução dos capitéis pré-moldados.



Foto nº 12 - Vista do Pátio de Estocagem de minérios da COSIPA, SP, observando-se parte dos equipamentos de instrumentação.

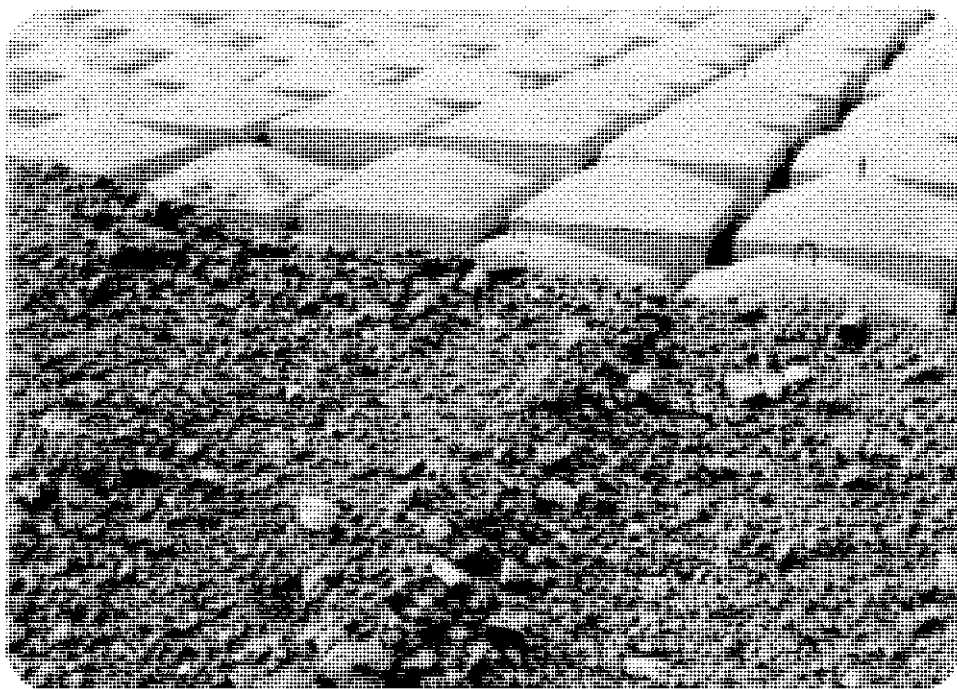


Foto nº 13 - Detalhe dos capitêis e do material do lastro granular a ser utilizado.



Foto nº 14 - Início da colocação do material do lastro granular sobre os capitéis.

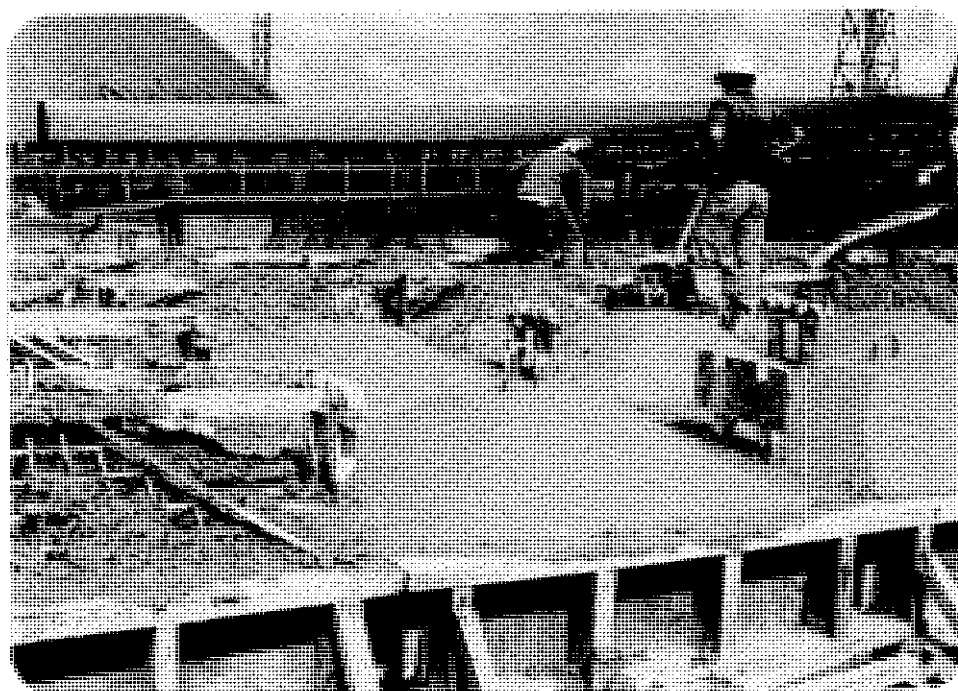


Foto nº 15 - Detalhe da concretagem dos capitéis pré-moldados.

I.2 - Objetivo do trabalho

O objetivo do trabalho de tese consistiu no detalhamento do projeto, construção e análise experimental, em modelos reduzidos do comportamento de lastros de materiais granulares sobre estacas com capitéis, normalmente adotados como fundação de tanques, pátios de estocagens, etc.

Pesquisou-se nestes modelos os seguintes fatores:

- a) Altura crítica do lastro de material granular (de eminência de ruptura), relativamente à distância entre estacas e diâmetro dos capitéis.
- b) Compacidade do material do lastro de material granular.
- c) Carregamento externo.
- d) Materiais: diferentes granulometrias e formas de grãos.
- e) Tipos de solicitação: estudo em modelo bidimensional (estado plano de deformações) e tridimensional.

Nos estudos efetuados no modelo tridimensional, utilizou-se somente a disposição triangular para o estaqueamento.

Planejava-se inicialmente, um estudo comparativo com a segunda opção possível, a disposição quadrangular. Entretanto em virtude da extensão global da pesquisa, este estudo foi posteriormente suprimido.

Efetuuou-se também um cotejamento dos resultados obtidos com os previstos através das técnicas de dimensionamento existentes.

CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

II.1 - Introdução - Efeito de arco nos solos

Trata-se de um fenômeno há muito observado em silos de armazenamento de material granular.

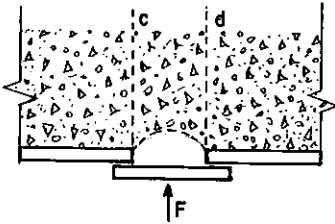


Figura 2 - Efeito de arqueamento em material granular

Como a figura 2 indica, quando se abre o alçapão de um silo, inicialmente, o material granular começa a cair, mas logo deixa de escoar. Isto processa-se pois, formam arcos de grãos escorados entre as superfícies de ruptura ac e bd, que sustentam o peso do material sobrejacente. A força necessária F para manter a tampa do alçapão fechada, antes de qualquer movimento é igual ao peso estático de grãos sobre si. Quando se move para baixo o alçapão, o valor da força F deve decrescer, à medida que o escoamento dos grãos for formando as superfícies de ruptura sobre os quais se formam arcos de grãos, e quando todo o peso do material for sustentado por esses arcos, a força se anulará.

A seguir transcreve-se uma série de considerações apresentadas por Terzaghi (1943) sobre o assunto:

"A maioria das teorias existentes de arco relacionam-se a pressão numa faixa horizontal de areia que cede, podendo ser dividido em três grupos".

"Os do primeiro grupo simplesmente consideram as condições de equilíbrio da areia a qual é localizada imediatamente sobre a faixa carregada sem investigar se ou não os resultados dos cálculos foram compatíveis com as condições de equilíbrio da areia para uma grande distância da faixa. As do segundo grupo são baseadas em hipóteses não justificadas, que toda a massa de areia localizada sobre a faixa

deflexível e toda a resistência está num estado de equilíbrio plástico. Nas teorias do terceiro grupo é assumido que a seção vertical ac e bf (figura 3) da borda externa da faixa deflexível representa as superfícies de escorregamento e que a pressão na faixa deflexível é igual a diferença entre o peso de areia localizado sobre a faixa deflexível e toda a resistência de atrito ao longo da seção vertical. A superfície real de deslizamento, ac e bd são curvas e a sua distância a superfície da areia é consideravelmente maior do que a largura da faixa deflexível. Portanto o atrito ao longo das seções verticais ac e bf não pode ser totalmente ativo. O erro devido a não se considerar este fato é contra a segurança!

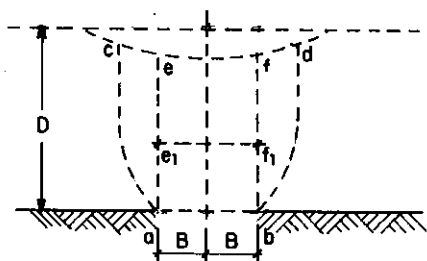


Figura 3 - Ruptura em material não coesivo precedido por arqueamento. Ruptura causada pelo movimento para baixo de uma seção limitada da base de uma camada de areia.

"Os comentários a seguir são com a intenção de informar o leitor sobre os casos e as hipóteses da teoria do primeiro grupo. Engesser (1882) substituiu a areia localizada imediatamente sobre a faixa deflexível por um imaginário arco e calculou a pressão na base da faixa para a condição de equilíbrio do arco. Bierbaumer (1913) comparou a areia situada imediatamente sobre a faixa deflexível a um arco de blocos de pedra. Ele assumiu que a base dos blocos de pedra coincide com a superfície da faixa, e que os lados dos blocos de pedra são planos e elevam-se dos limites externos para

a faixa com relação ao centro. A pressão na faixa é igual e oposta às forças requeridas para manter os blocos na sua posição. Caquot (1934) substituiu toda a massa de areia localizada sobre a faixa deflexível por um sistema de arcos. Ele assumiu que a tensão normal horizontal nos arcos sobre a linha central da faixa é igual à correspondente tensão normal vertical vezes o valor de $N\phi$, e ele calculou a pressão na base da faixa para as condições de equilíbrio do arco".

"Vollmy (1937) substituiu a superfície curva de escorregamento ac e bd (figura 3) por uma superfície plana inclinada e assumiu que a tensão normal nestas superfícies são idênticas com a tensão normal orientada similarmente por toda a massa semi-infinita de areia no estado ativo de Rankine. A inclinação das superfícies de escorregamento é de tal maneira escolhida que a correspondente pressão na faixa deflexível é um máximo. De acordo com os resultados de algumas de suas investigações um aumento do ângulo de atrito interno da areia pode causar um aumento da pressão na faixa deflexível. De acordo com outras teorias e resultados de testes um aumento no ângulo de atrito interno tem efeito oposto. Vollmy (1937) também investigou a pressão de terra numa galeria rígida e numa flexível e comparou os resultados de sua análise com aqueles obtidos mais recentemente por pesquisadores. Contudo, sob condições de campo a pressão no suporte horizontal deflexível tal como teto de galeria ou de túneis dependem de muitas condições além daquelas que têm sido consideradas até aquelas investigações teóricas".

"Todas as teorias citadas acima estão de acordo com a experiência, onde, a pressão na faixa horizontal deflexível aumenta com a dimensão menos rapidamente do que o peso da massa de areia localizado sobre a faixa e aproxima assintoticamente de um valor finito. Entretanto, os valores fornecidos por diferentes teorias para a pressão na faixa deflexível são bastante diferentes".

"Para determinar qual das teorias merece preferência é necessário investigar experimentalmente o estado de tensões sobre a faixa deflexível e comparar os resultados com a hipótese básica da teoria. Até a data nenhuma investigação completa deste tipo foi feita, e o relativo mérito de várias teorias é ainda desconhecido. As teorias mais simples são aquelas da terceira categoria as quais são baseadas na hipótese de que as superfícies de escorregamentos são verticais. Felizmente a causa dos erros associados com estas hipóteses são claramente visíveis. A despeito dos erros os resultados finais, são razoavelmente compatíveis com a existência de dados experimentais. Portanto, as análises seguintes basear-se-ão, exclusivamente, em hipóteses fundamentais da teoria nesta categoria. Com relação aos estudos científicos publicações de Vollmy podem ser consultados. Se nós assumimos que a superfície de escorregamento são verticais como indicado pelas linhas ac e bf (figura 3a) o problema do cálculo da pressão vertical na faixa deflexível é feito de modo idêntico ao problema do cálculo da pressão vertical na base deflexível da viga prismática".

"Para materiais não coesivos este problema foi resolvido rigorosamente por Kotter(1889). Ele tem sido resolvido com diferentes graus de aproximação por outros investigadores. A mais simples das soluções é baseada na hipótese de que a pressão vertical em qualquer seção vertical através do material é uniformemente distribuída(Janssen 1895, Kolnen 1896). Esta hipótese é incompatível com o estado de tensão na seção vertical através do solo, mas o erro devido a esta hipótese não é tão importante que a hipótese não possa ser usada com uma referência para uma estimativa grosseira".

"A figura 5 é uma seção através do espaço entre duas superfícies verticais de deslizamento. A resistência do solo é determinada pela equação."

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

"O peso específico do solo é γ e na superfície do solo atua uma sobrecarga uniforme q por unidade de área. A relação entre a pressão horizontal e vertical é assumida ser igual a uma constante empírica K para todo o ponto do material".

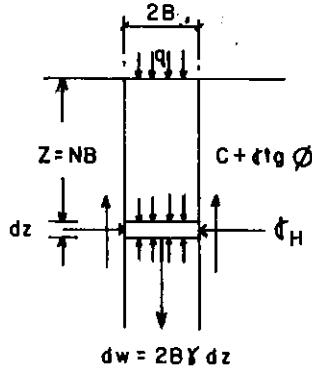


Figura 4 - Diagrama ilustrando as hipóteses nas quais é baseado o cálculo da pressão na areia entre duas superfícies verticais de deslizamento.

"A tensão vertical na seção horizontal para uma qualquer profundidade z abaixo da superfície é $2B\gamma dz$ por unidade de comprimento perpendicular ao plano do desenho. O elemento é solicitado pelas forças indicadas na figura. A condição para que a soma dos componentes verticais que atuam no elemento sejam iguais a zero pode ser expressa pela equação".

$$2B dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2c dz + 2K\sigma_v dz \operatorname{tg}\phi$$

ou

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - c - k\sigma_v \frac{\operatorname{tg}\phi}{B}$$

e

$$\sigma_v = q \quad \text{para } z = 0$$

Resolvendo esta equação nós obtemos:

$$\sigma_v = B\left(\gamma - \frac{c}{B}\right) \left(1 - e^{-K \operatorname{tg}\phi \frac{z}{B}}\right) + qe^{-K \operatorname{tg}\phi \frac{z}{B}}$$

Pela substituição nesta equação, sucessivamente, dos valores $c = 0$ e $q = 0$, nós obtemos:

$$c > 0 \quad q = 0 \quad \sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{z}{B}})$$

$$c = 0 \quad q > 0 \quad \sigma_v = \frac{B \gamma}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{z}{B}}) + q e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{z}{B}}$$

$$c = 0 \quad q = 0 \quad \sigma_v = \frac{B \gamma}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{z}{B}})$$

"Se a resistência cisalhante na camada de areia é toda ativa na seção vertical ae e bf (figura 3), a pressão vertical σ_v por unidades de área da faixa deflexível ab é determinada pela equação anterior (c e q igual a zero). Substituindo nesta equação"

$$Z = nB$$

nós obtemos

$$\sigma_v = \gamma a B$$

onde

$$a = \frac{1}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{z}{B}}) = \frac{1}{K \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-Kn \operatorname{tg} \phi})$$

Para $z = \infty$ nós temos $a = \frac{1}{K} \operatorname{tg} \phi$
e

$$\sigma_v = \sigma_{v\infty} = \frac{\gamma B}{K \operatorname{tg} \phi}$$

A seguir, transcreveremos a metodologia de Protodyakonov, conforme apresentada por Széchy(5).

"A teoria de Protodyakonov, é similarmente fundamentada na determinação de arcos naturais em rocha. A teoria obteve grande popularidade em consequência de experiências favoráveis em construção de túneis e metrôsoviéticos, é muito usado dentro de certos limites. No desenvolvimento de sua teoria para materiais granulares, Protodyakonov assumiu o desenvolvimento de um arco sobre a cavidade onde o equilíbrio não é assegurado a menos que as tensões ao longo da linha AOB(figura 5) sendo puramente compressivas e não estão associadas com flexão. O arco produzido sob estas hipóteses conduz a uma linha parabólica com boa aproximação."

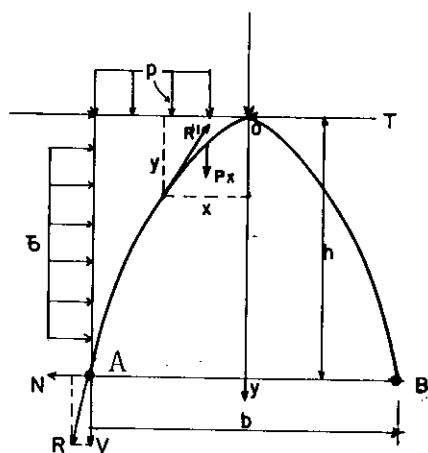


Figura 5 - Hipóteses de Protodyakonov

"As forças atuando na seção DO do arco são:

- a) A resultante T de reação atuando a direita do topo.
- b) A resultante p_x da pressão vertical.
- c) A reação tangencial R' no ponto D das forças atuando a esquerda da metade inferior do arco.

Determinando os momentos sobre D nós temos".

$$M_D = -Ty + \frac{p x^2}{2} = 0, \quad \frac{p x^2}{2} = Ty$$

"Para a origem A, a pressão é exercida pela resultante R que pode ser resolvida numa componente vertical V e numa horizontal H. A componente vertical comprime o arco no apoio enquanto a força horizontal tende deslocá-lo. A resistência da capacidade de carga do arco é deduzida das condições que nenhum deslocamento pela força horizontal N é permitido pela resistência do atrito desenvolvido no plano A - B, sob pressão vertical. Com símbolos $N = Vf$, onde $V = \frac{p b}{2}$, e f é o coeficiente de atrito interno igual a $\tan \phi$ ".

"Uma reserva de segurança adicional contra deslocamento é providenciada pela tensão cisalhante τ mobilizada na massa rochosa. Deste modo temos".

$$N = p \frac{b}{2} f - \tau h$$

"Substituindo os correspondentes valores limites $x = \frac{b}{2}$, $y = h$ e $T = N$, na equação geral da parábola relativa ao ponto D nós temos".

$$p \frac{b^2}{2 \times 4} = [p \frac{b}{2} f - h] h,$$

Donde,

$$h = \frac{b}{2 f} = \frac{b}{2 \tan \phi}$$

Substituindo este valor na expressão para τ nós obtemos:

$$\tau = \frac{p f^2}{2}$$

e introduzindo esta equação nas condições limites

$$T = p \frac{b}{2} f - \frac{p b f}{4} = \frac{p b f}{3},$$

Após a substituição na equação da parábola temos

$$\frac{p}{2} \frac{x^2}{b} = T_y = \frac{p}{4} \frac{f}{b} y, \quad y = \frac{2}{b} \frac{x^2}{f}$$

"A carga atuando no túnel é deste modo o peso da massa rochosa confinada dentro da parábola. A área da parábola é".

$$S = \frac{2}{3} b h$$

e a carga por unidade de comprimento é:

$$P = \gamma S = \frac{2}{3} b h \gamma$$

e substituindo o valor

$$h = \frac{b}{2 \operatorname{tg} \phi}$$

nós temos

$$P = \frac{1}{3} \frac{b^2}{\operatorname{tg} \phi}$$

a qual, quando transformado em pressão específica fornece":

$$p = \frac{1}{3} \frac{b}{\operatorname{tg} \phi} .$$

II.2 - Métodos de dimensionamento do lastro de material granular

II.2.1 - Trabalho de Enio Ivan Bock(2)

Bock(2) apresenta em seu trabalho uma metodologia por verificação para o dimensionamento do lastro de material granular, onde os capitéis e a espessura do lastro são dimensionados de tal forma que o material na área comprimida resista às tensões com razoável coeficiente de segurança; são verificadas tensões de cisalhamento e de compressão no topo dos capitéis. Observa também em seu trabalho não só o uso da brita mas também do solo cimento e escória de alto forno. Para materiais granulares como a brita, usa para θ (ângulo de distribuição das tensões) valores variando de um máximo de

45° a um mínimo de 35° .

Dados para o dimensionamento (figuras 6 a 10):

- Malha e capitel:

e - lado do triângulo da malha ($\frac{e}{2} = h$)

a - altura

D, R - diâmetro e raio do capitel

A - área do capitel

d_m , d_n - distâncias mínima e máxima dos capitéis.

Hexágono - quinhão de carga de um capitel:

L, A, - lado, área.

Lastro:

θ - ângulo de distribuição das tensões

γ_c - peso específico

h_c - espessura $h_c = H_1 + H_2$

H_{1m} , H_{1n} - espessuras da faixa comprimida do lastro

no ponto m: $h_c = H_{1m} + H_{2m}$, portanto $H_{1m} = h_c - H_{2m}$

no ponto n: $h_c = H_{1n} + H_{2n}$, portanto $H_{1n} = h_c - H_{2n}$

Cargas e tensões no lastro granular:

p_o - intensidade da carga externa aplicada

p_1 - tensão de compressão no arco

p_2 - tensão de compressão média sobre o capitel

τ - tensão de cisalhamento

Cálculo dos valores geométricos:

$$a = 0,866 \text{ e}$$

$$A_1 = e \cdot a = 3 \cdot hL = \frac{3}{2} L^2 \sqrt{3} = 2,59 L^2$$

$$L = \frac{2}{3} a = 1,154 \quad h = 0,577 \text{ e}$$

$$dm = e - D$$

$$d_n = 2 L - D$$

$$H_{2n} = (L - \frac{D}{2}) \operatorname{tg} (90^\circ - \theta)$$

θ	45°	40°	35°
H_{2m}	$0,5(e - D)$	$0,595(e - D)$	$0,714(e - D)$
H_{2n}	$0,5(2L - D)$	$0,595(2L - D)$	$0,714(2L - D)$

Valores das tensões:

$$p_1 = \frac{p_o(A_1 - A)}{3L(H_{1m} + H_{1n})}$$

$$p_2 = A_1(p_o + \gamma h_c r)$$

r = coeficiente de redução da carga do lastro (parte apoia sobre o solo) $r = 0,85$

$$\tau = \frac{p_o(A_1 - A)}{\pi D h_c}$$

Carga nas estacas:

$$P = p_2 A$$

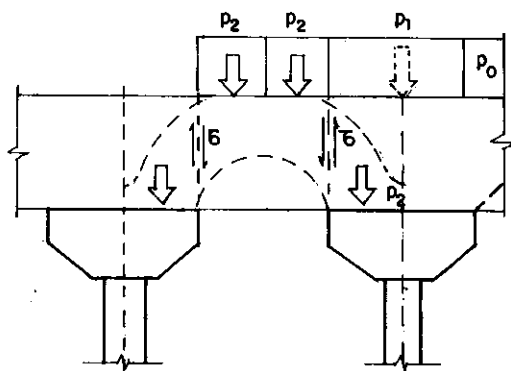


Figura 6 - Esforços no lastro

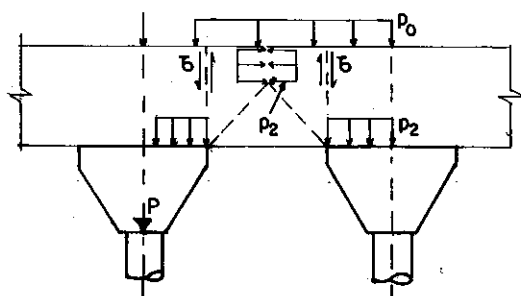


Figura 7 - Verificação de esforços no lastro

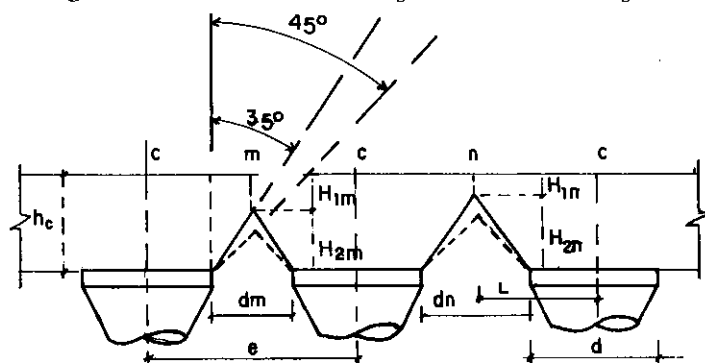


Figura 8 - Dados para o dimensionamento

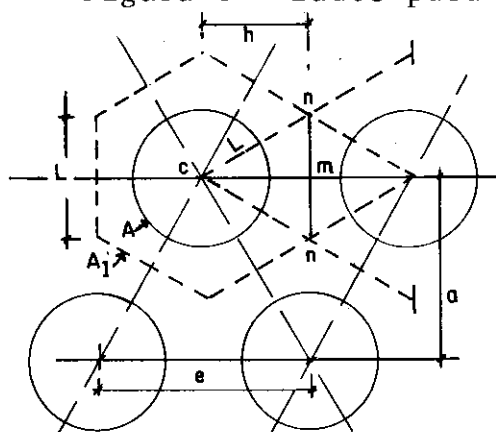


Figura 9 - Dados para o dimensionamento

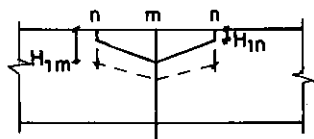


Figura 10 - Dados para o dimensionamento

II.2.2 - Trabalho do Swedish Road Board (1)

Broms(1) apresentou no International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, 1977, a metodologia desenvolvida pelo Swedish Road Board para o dimensionamento do lastro de material granular sobre estacas com capitêis. Esta metodologia baseada em estudos em modelos experimentais é apresentada na forma de ábaco representado na figura 11. Neste trabalho não são mencionadas as características geométricas do modelo(bi ou tridimensional) nem do material utilizado na pesquisa. O estudo não considera a possibilidade de carregamento externo aplicado à massa granular. Observa-se também que possivelmente houve uma inversão da ordenada do ábaco apresentado por Broms, cujo valor correto deve ser $(\frac{s}{a})^2$.

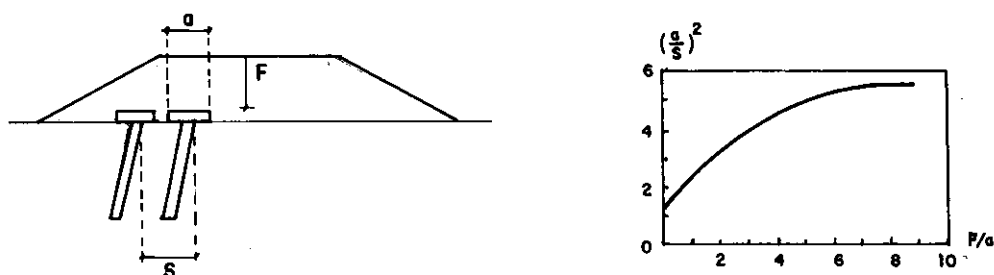


Figura 11 - Ábaco para projeto de Aterro sobre Estacas(Swedish Road Board, 1974).

II.2.3 - Aplicação da G.H. Engenharia no Pátio de Produtos Siderúrgicos da COSIPA-SP.

Para o dimensionamento do lastro de material granular a metodologia usada foi a de se determinar a altura h em que haverá a queda do material, utilizando o desenvolvimento de Protodyakonov (figura 12):

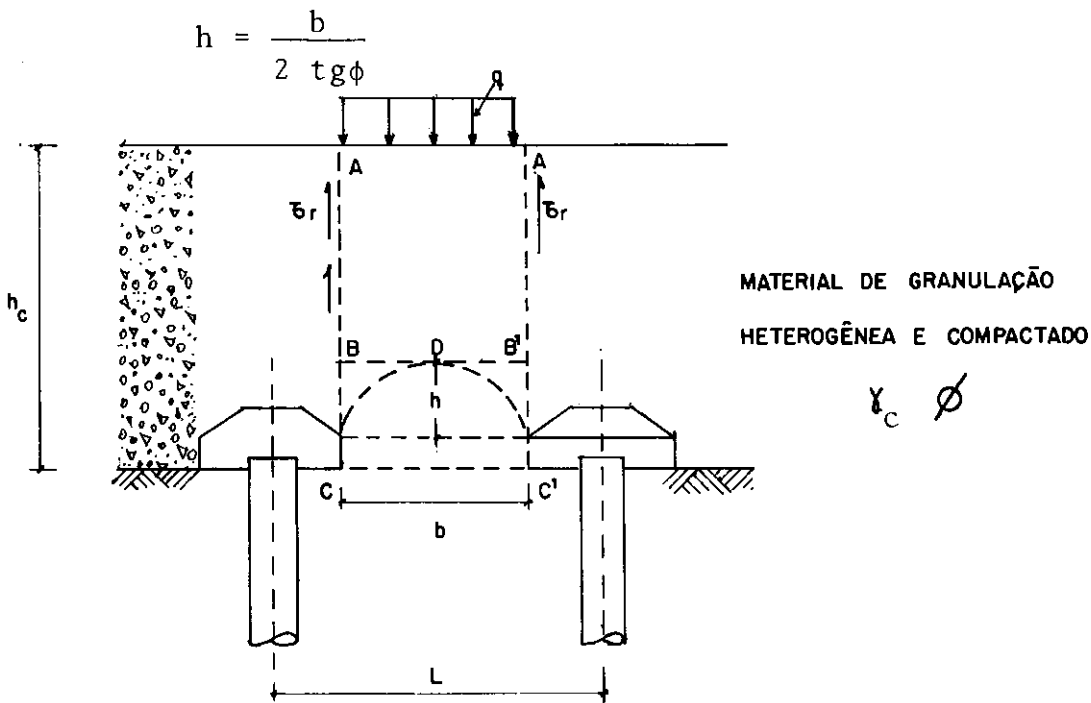


Figura 12 - Elementos para o dimensionamento do lastro de material granular.

Em seguida, determinou-se a espessura ($h_c - h$) do lastro para que não ocorresse punção da carga q ao longo das superfícies AB e A'B' (desprezando a contribuição das superfícies BC e B'C'). As tensões cisalhantes são portanto:

$$\tau_r = \sigma_h \operatorname{tg} \phi$$

Onde σ_h é a pressão normal nessas superfícies e vale:

$$\sigma_h = K_o \sigma_v = K_o \left[q + \frac{1}{2} \gamma_c (h_c - h) \right] = (1 - \operatorname{sen} \phi) \left[q + \frac{1}{2} \gamma_c (h_c - h) \right]$$

Assumindo que em face do confinamento total pela própria sobre-carga, o coeficiente de empuxo K_0 seja o de repouso. A força resistente por metro atuante nas faces AB e A'B' será:

$$F_r = \tau_r (h_c - h) = (h_c - h) (1 - \text{sen } \phi) \left[q + \frac{1}{2} \gamma_c (h_c - h) \right] \text{tg} \phi$$

A força atuante, por metro, nas faces AB e A'B':

$$F_a = \frac{qb + \gamma_c b (h_c - h)}{2}$$

O coeficiente de segurança.

$$FS = \frac{F_r}{F_a} \quad \text{será:}$$

$$FS = \frac{2 (h_c - h) (1 - \text{sen} \phi) \left[q + \frac{1}{2} \gamma_c (h_c - h) \right] \text{tg} \phi}{qb + \gamma_c b (h_c - h)}$$

para $q = 0$

$$FS = \frac{\gamma_c (h_c - h) (1 - \text{sen} \phi) \text{tg} \phi}{b}$$

A camada de lastro granular do Pátio de Produtos Siderúrgicos da COSIPA-SP, foi dimensionada utilizando esta metodologia. A instrumentação, células de pressão total e medidor de recalque, evidenciaram a ocorrência do arqueamento.

CAPÍTULO III - MODELOS REDUZIDOS EXPERIMENTAIS

III.1 - Fundamentos Teóricos do Estudo em Modelo Reduzido

III.1.1 - Aplicação do teorema de Buckingham para o lastro de material granular considerando o carregamento externo.

Para o nosso caso em particular, tem-se o seguinte:

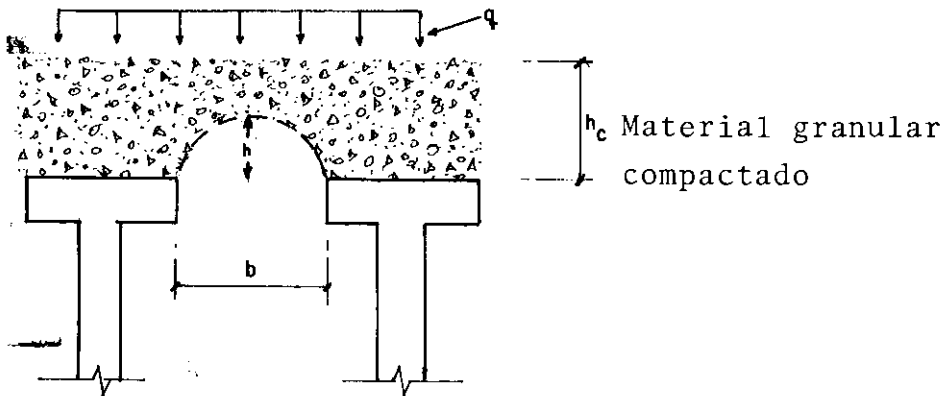


Figura 13 - Lastro de material granular sobre estacas com capitéis.

γ_c = peso específico aparente

ϕ = ângulo de atrito do material compactado

q = carregamento externo

Admitindo que a metodologia da G.H. Engenharia este ja qualitativamente correta, isto é, que esta metodologia efetivamente considere todos os parâmetros influentes no comportamento do lastro de material granular tem-se(Figura 13):

$$F_{\text{REATIVA}} = (h_c - h) K \left[q + \frac{\gamma_c}{2} (h_c - h) \right] \text{tg } \phi$$

K = coeficiente de empuxo, $f(\phi)$

$$F_{\text{ATUANTE}} = \frac{q \cdot b + \gamma_c b (h_c - h)}{2}$$

ϕ - influi a compacidade, a granulometria(tamanho e forma dos grãos).

$$h = \frac{b}{2 \text{tg } \phi}$$

$$FS = \frac{F_{\text{REATIVA}}}{F_{\text{ATUANTE}}} \quad (\text{fator de segurança})$$

Onde tem-se os seguintes fatores influentes:

$[b]$ = L dimensão geométrica do estaqueamento, distância livre entre os capitêis.

$[h_c]$ = L altura do lastro de pedra britada.

$[h]$ = L altura de material que caiu.

$[\phi]$ = ângulo de atrito do material, adimensional.

$[\gamma_c]$ = $M L^{-2}$ peso específico aparente do material.

$[q]$ = $M L^{-2}$ carregamento imposto ao lástro.

O fenômeno é regido por uma relação $f(b, h_c, h, \phi, \gamma_c, q) = 0$. Tem-se 6 grandezas que se podem exprimir dimensionalmente em termos de 2 grandezas fundamentais (M, L). Pelo teorema de Buckingham aquela relação pode ser substituída por outra que liga entre si $6 - 2 = 4$, parâmetros adimensionais e independentes entre si. Ter-se-á:

$$\Psi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4) = 0$$

$$b^{c_1} h_c^{c_2} h^{c_3} c^{c_4} q^{c_5} \phi^{c_6} = 1$$

$$L^{c_1} L^{c_2} L^{c_3} (M L^{-3})^{c_4} (M L^{-2})^{c_5} (\phi)^{c_6} = 1 \quad \text{III.1}$$

$$L^{c_1} L^{c_2} L^{c_3} M^{c_4} L^{-3c_4} M^{c_5} L^{-c_5} \phi^{c_6} = 1$$

$$L^{c_1 + c_2 + c_3 - 3c_4 - c_5} M^{c_4 + c_5} \phi^{c_6} = 1$$

Escrevendo a homogeneidade adimensional dos 2 membros da última equação, em relação a cada uma das 2 grandezas fundamentais, resultam as 2 equações de condição:

$$c_1 + c_2 + c_3 - 3c_4 - c_5 = 0$$

$$c_4 + c_5 = 0$$

$$c_6 = 0$$

Tem-se 3 equações e 6 incógnitas. Escolhendo-se 3 incógnitas e exprimindo-as em função das outras duas, tratando-as como se fossem constantes, desde que o determinante das incógnitas escolhidas seja diferente de zero. Escolhendo-se c_4 e c_5 e atribuindo valores arbitrários às incógnitas restantes (c_1 , c_2 , c_3 e c_6), observando-se que $c_6 = 0$.

$$\begin{vmatrix} -3 & -2 \\ 1 & 1 \end{vmatrix} = (-3)(1) - (-2)(1) = -3 + 2 = -1 \neq 0$$

Pode-se fazer porque o determinante formado pelos coeficientes de c_4 e c_5 é diferente de zero.

Fazendo $c_1 = 1$ e $c_2 = c_3 = c_6 = 0$

Resulta o sistema de equações

$$1 - 3c_4 - 2c_5 = 0$$

$$c_4 + c_5 = 0$$

cujas soluções são:

$$-3c_4 - 2c_5 = -1$$

$$c_4 + c_5 = 0$$

$$c_4 = -c_5$$

$$-3(-c_5) - 2c_5 = -1$$

$$+ 3c_5 - 2c_5 = -1$$

$$c_5 = -1 \text{ e } c_4 = 1$$

Substituindo-se na Eq.III.1, tem-se o primeiro π que será:

$$b^1 h_c^0 h^0 \gamma_c^{-1} q^{-1} \phi^0 = 1 \therefore$$

$$\pi_1 = \frac{b\gamma_c}{q}$$

Fazendo $c_2 = 1$ e $c_1 = c_3 = c_6 = 0$, tem-se:

$$0 + 1 + 0 - 3c_4 - 2c_5 = 0$$

$$c_4 + c_5 = 0$$

cujas soluções são:

$$c_4 = -c_5$$

$$-3c_4 - 2c_5 = 1$$

$$-3(-c_5) - 2c_5 = -1$$

$$+3c_5 - 2c_5 = -1$$

$$c_5 = -1$$

Portanto, $c_2 = 1$, $c_1 = c_3 = 0$ e $c_5 = -1$

Substituindo na Eq. III.1, tem-se:

$$b^0 h_c^{-1} h^0 \gamma_c^{+1} q^{-1} \phi^0 = 1$$

Tem-se o segundo π :

$$\pi_2 = \frac{h_c \gamma_c}{q}$$

Fazendo $c_3 = 1$ e $c_1 = c_2 = c_6 = 0$, tem-se:

$$0 + 0 + 1 - 3c_4 - 2c_5 = 0$$

$$c_4 + c_5 = 0$$

$$-3c_4 - 2c_5 = -1$$

$$c_4 + c_5 = 0$$

cujas soluções são:

$$c_4 = -c_5$$

$$-3(-c_5) - 2c_5 = -1$$

$$+3c_5 - 2c_5 = -1 \quad \therefore c_5 = -1$$

Substituindo na Eq. III.1, tem-se

$$b^0 h_c^0 h^1 \gamma_c^{-1} q^{-1} \phi^0 = 1$$

Tem-se o terceiro π .

$$\pi_3 = \frac{h\gamma_c}{q}$$

O quarto π será o próprio valor de ϕ .

$$\pi_4 = \phi$$

O lastro de material granular se rege pois por uma relação que em termos adimensionais mais gerais, tem a forma:

$$\psi\left(\frac{b\gamma_c}{q}, \frac{h_c\gamma_c}{q}, \frac{h\gamma_c}{q}, \phi\right) = 0$$

Como b , h_c e h são dimensionalmente semelhantes (L), pode-se reescrever a equação acima na forma:

$$\psi(\pi_1, \pi_2) = 0$$

$$\pi_1 = \frac{L\gamma_c}{q} \quad \text{e} \quad \pi_2 = \phi$$

$$\frac{L_m \gamma_{c,m}}{q_m} = \frac{L_p \gamma_{c,p}}{q_p} \quad \dots \quad \frac{L_m \gamma_{c,m} q_p}{L_p \gamma_{c,p} q_m} = 1$$

sendo:

o índice m = modelo; e o índice p = protótipo

Fazendo:

$$\frac{L_m}{L_p} = K_L$$

$$\frac{q_m}{q_p} = K_q$$

$$\frac{\gamma_{c,m}}{\gamma_{c,p}} = K_\gamma$$

Tem-se:

$$\frac{K_L K_\gamma}{K_q} = 1 \quad \text{ou} \quad K_L K_\gamma = K_q$$

No caso em particular do modelo em questão $K\gamma = 1$ e $K_L = \frac{1}{25}$, tem-se então $\frac{1}{25} \cdot 1 = K_q$ portanto $K_q = \frac{1}{25} = K_L$, a escala de carregamento deve ser igual à escala geométrica.

III.1.2 - Aplicação do teorema de Buckingham para o lastro de material granular sem o carregamento externo.

$$F_{\text{REATIVA}} = (h_c - h) K \frac{\gamma_c}{2} (h_c - h) \operatorname{tg} \phi$$

K = coeficiente de empuxo $f(\phi)$

$$F_{\text{ATUANTE}} = \frac{\gamma_c b (h_c - h)}{2}$$

$$h = \frac{b}{2 \operatorname{tg} \phi}$$

Grandezas a considerar:

$[b]$ = L dimensão geométrica do estaqueamento, distância livre entre os capitêis.

$[h_c]$ = L altura do lastro de pedra britada.

$[h]$ = L altura de material que cai.

$[\phi]$ = ângulo de atrito do material, adimensional.

$[\gamma_c]$ = $M L^{-3}$ peso específico aparente do material.

$[q]$ = carregamento imposto ao lastro.

Neste caso, o fenômeno é regido por uma relação:

$f(b, h_c, h, \phi, \gamma_c) = 0$. Tem-se 5 grandezas e pode-se exprimi-las dimensionalmente em termos de 2 grandezas fundamentais (M, L). Pelo teorema de Buckingham aquela relação pode ser substituída por outra que liga entre si $5 - 2 = 3$ parâmetros adimensionais e $\Psi(\pi_1, \pi_2, \pi_3) = 0$

$$b^{C_1} h_C^{C_2} h^{C_3} \gamma_C^{C_4} \phi^{C_5} = 1$$

$$L^{C_1} L^{C_2} L^{C_3} (M L^{-3})^{C_4} \phi^{C_5} = 1$$

$$L^{C_1} L^{C_2} L^{C_3} M^{C_4} L^{-3C_4} \phi^{C_5} = 1$$

$$L^{C_1+C_2+C_3 - C_4} M^{C_4} \phi^{C_5} = 1$$

Escrevendo a homogeneidade adimensional dos 2 membros da última equação, em relação a cada uma das 2 grandezas fundamentais, resultam as 3 equações de condição:

$$c_1 + c_2 + c_3 - 3c_4 = 0$$

$$c_4 = 0$$

$$c_5 = 0$$

Tem-se portanto:

$$c_1 + c_2 + c_3 = 0$$

Atribuindo valores a c_1 , c_2 e c_3 tem-se

Para

$$c_3 = 0$$

$$c_1 = 1 \quad e \quad c_2 = -1$$

De Eq. III.1, tem-se

$$b^1 h_C^{-1} = 1$$

Portanto, o primeiro π será:

$$\pi_1 = \frac{b}{h_C}$$

Para $c_1 = 0$; $c_3 = 1$ e $c_2 = -1$

$$h_C^{-1} h^1 = 1$$

O segundo π será:

$$\pi_2 = \frac{h}{h_C}$$

Para $c_2 = 0$

$$c_3 = 1 \quad \text{e} \quad c_1 = -1$$

$$h^1 b^{-1} = 1$$

Portanto o terceiro π será:

$$\pi_3 = \frac{h}{b}$$

O quarto π será o ϕ .

O lastro rege-se pois, por uma relação que em termos adimensionais tem a forma:

$$\psi \left(\frac{b}{h_c}, \frac{h}{h_c}, \frac{h}{b}, \phi \right) = 0$$

como b , h_c e h são dimensionalmente semelhantes (L), pode-se reescrever a equação anterior na forma:

$$\psi (\pi_1) = 0$$

$$\pi_1 = \phi$$

onde $\frac{b}{h_c} = \frac{h}{h_c} = \frac{h}{b}$ são fatores de forma.

Fazendo o índice $m = \text{modelo}$; $p = \text{protótipo}$, tem-se

$$\phi_m = \phi_p$$

Para os fatores de forma tem-se:

$$\frac{b_m}{h_{c,m}} = \frac{b_p}{h_{c,p}} \quad \therefore \quad \frac{b_m}{b_p} = \frac{h_{c,m}}{h_{c,p}} = 1$$

Fazendo ainda:

$$\frac{b_m}{b_p} = K_b \quad \text{e} \quad \frac{h_{c,m}}{h_{c,p}} = K_{h_c}, \text{ tem-se}$$

$$\frac{K_b}{K_{h_c}} = 1 \quad \therefore \quad K_b = K_{h_c}$$

No caso em particular do modelo em questão:

$$K_b = K_{h_c} = K_L = \frac{1}{25}$$

III.1.3 - Considerações finais sobre a análise dimensional dos modelos reduzidos utilizados na pesquisa.

As considerações apresentadas nos itens anteriores permitem as seguintes conclusões:

- 1º) Quanto a análise dimensional não existem diferenças entre os modelos bi ou tridimensional, pois é qualitativamente a mesma a influencia dos fatores envolvidos em ambos os modelos. A diferença entre estes modelos é meramente geométrica.
- 2º) Relativamente ao estudo da influência do carregamento externo, desde que a escala geométrica seja igual a de carregamento, não se verifica distorções nestes modelos.
- 3º) De forma a verificar a correspondência modelo-protótipo, o ângulo de atrito das massas granulares em questão devem ser iguais.

Tal fato rigorosamente não se verifica, pois o ângulo de atrito de uma massa granular é função das dimensões das partículas e das pressões atuantes. As dimensões das partículas tem de ser alteradas para manutenção da correspondência geométrica. As pressões atuantes no modelo e no protótipo também são diversas, devido às necessárias mudanças para manutenção de escala de carregamento externo, além das mudanças devido ao peso próprio do lastro oriundas da escala geométrica.

Esta situação impossibilita a utilização direta dos resultados do estudo em modelo na análise do protótipo. Entretanto, a análise do comportamento do lastro granular em modelo não fica prejudicada, desde que se considere o ângulo de atrito do material utilizado no modelo para o lastro (cuja granulometria foi reduzida) correspondente as pressões de confinamento atuantes.

III.2 - MODELOS REDUZIDOS UTILIZADOS NESTA PESQUISA

III.2.1 - Modelo Reduzido Tridimensional

Consta basicamente de estacas metálicas de espaçamento fixo igual a 8cm (figura 14 a 17 e fotos 16 a 25) e capitéis de madeira(madeirit) com diâmetros de 4,27cm; 4,87 cm e 5,46cm. Sobre os capitéis temos o lastro de material granular compactado confinado lateralmente por uma estrutura em madeirit com formato quadrado. Para a aplicação do carregamento foi utilizada uma câmara de pressão de água reagindo contra travessas de madeira ancoradas na própria estrutura de confinamento do material. Esta câmara possui na região de contacto com o lastro uma manta de borracha que possibilita uma transferência uniforme do carregamento aplicado. O fundo da estrutura de madeira é móvel, após a colocação e compactação do material do lastro granular, o mesmo é deslocado possibilitando o arqueamento. Este sistema permite também uma visão do comportamento do lastro durante o teste.

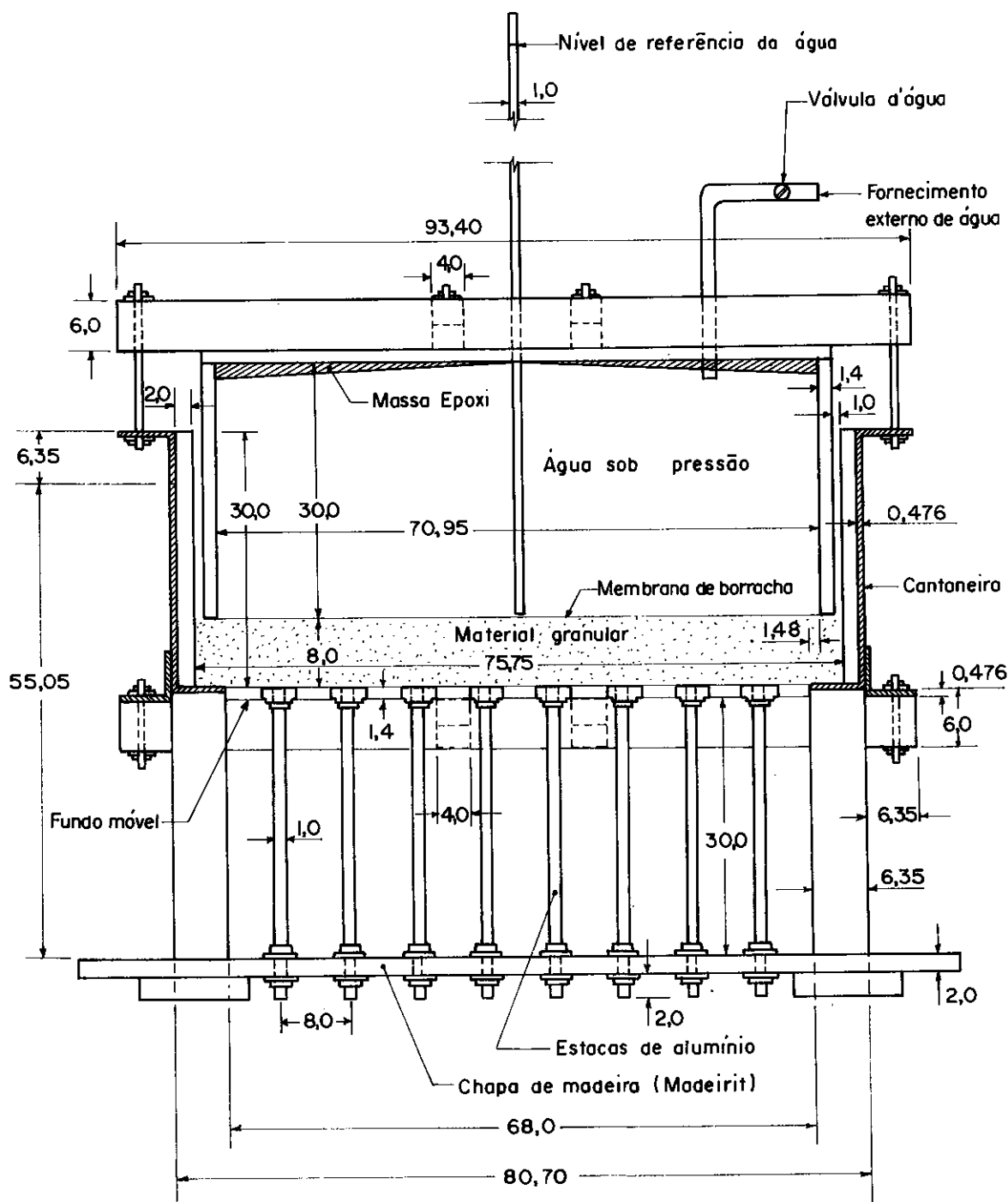
O custo estimado do modelo foi de Cr\$ 90.000,00(noventa mil cruzeiros), custo relativo a julho/1983.

PROJETO DO MODELO REDUZIDO

Disposição quadrada das estacas

Corte longitudinal A-A \equiv B-B

Modelo Tridimensional



NOTA: cotas em cm

FIGURA 14

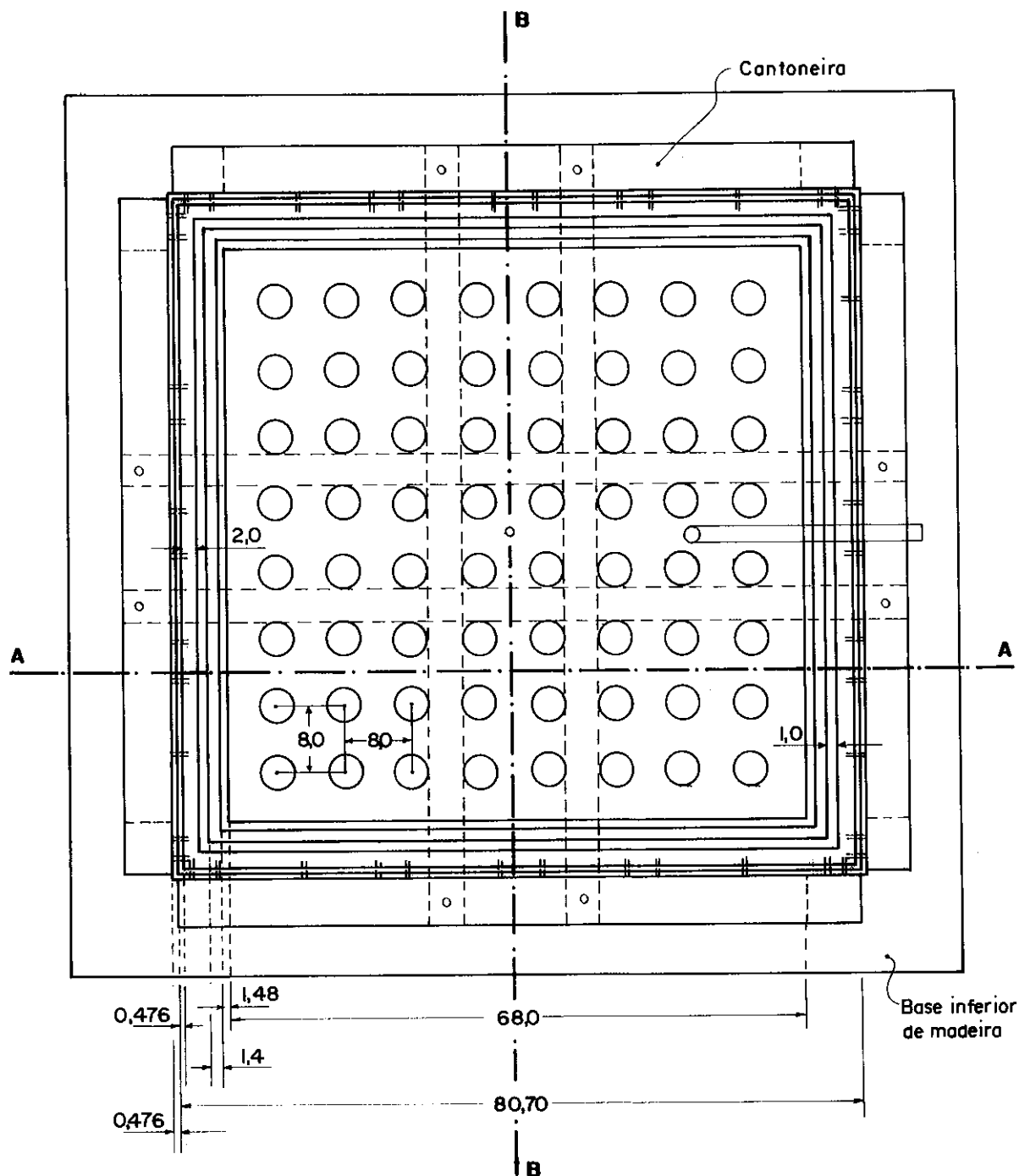
Modelo reduzido tridimensional

PROJETO DO MODELO REDUZIDO

Disposição quadrada das estacas

Planta

Modelo Tridimensional



NOTA: cota em cm

FIGURA 15

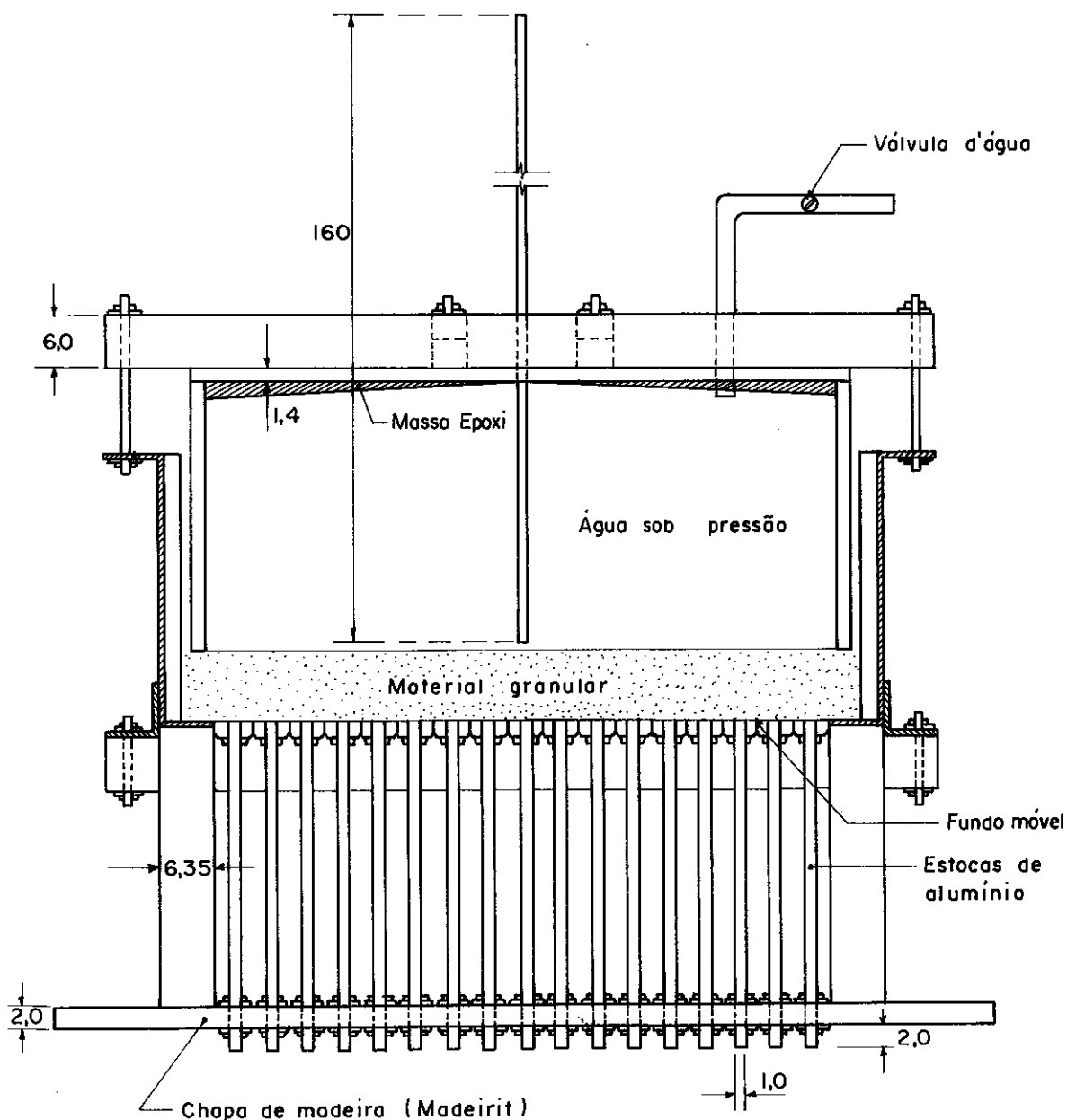
Modelo reduzido tridimensional

PROJETO DO MODELO REDUZIDO

Corte longitudinal

Disposição triangular das estacas

Modelo Tridimensional



NOTA: cotas em cm

FIGURA 16

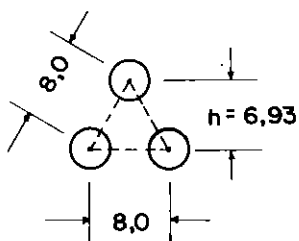
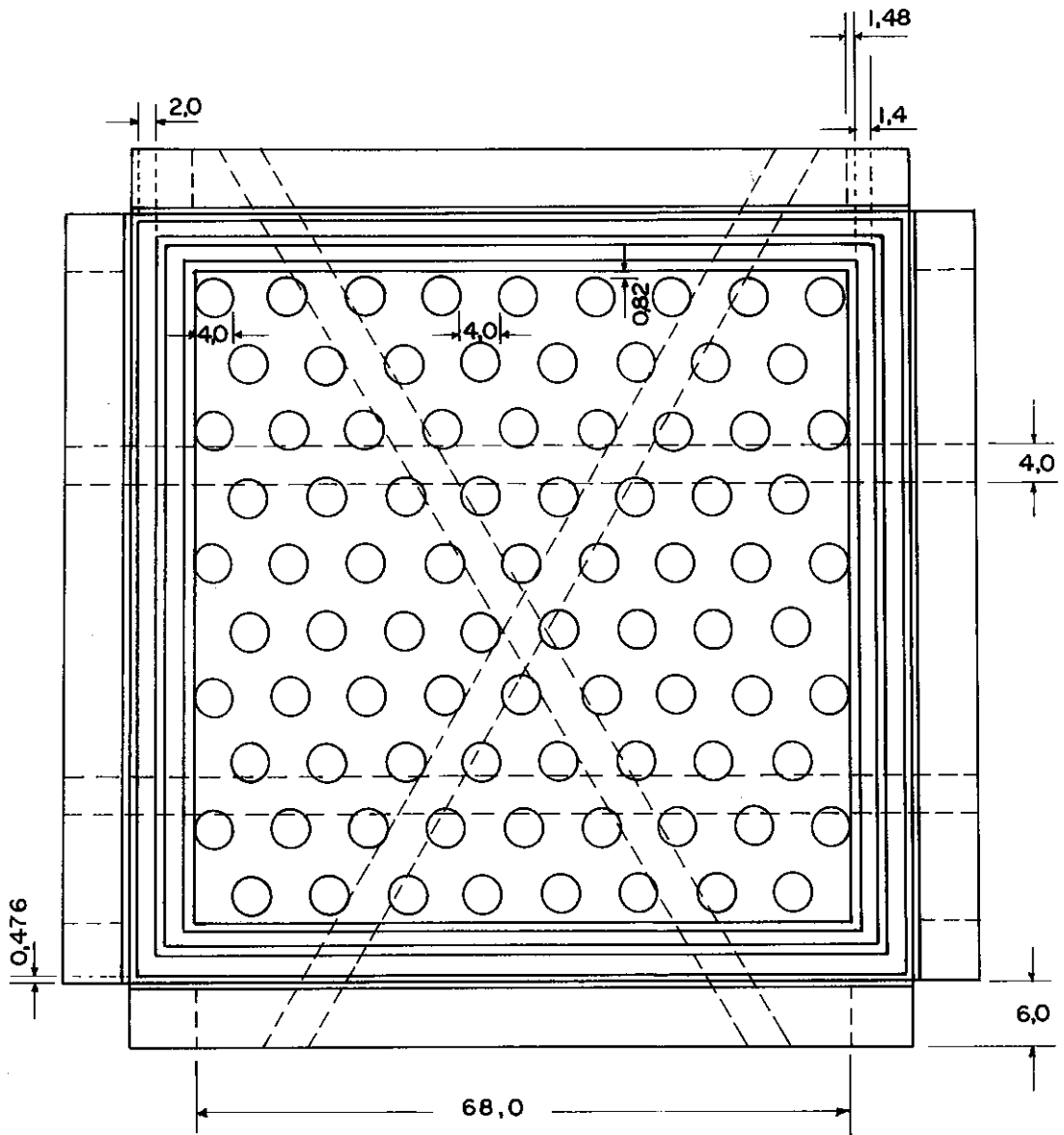
Modelo reduzido tridimensional

PROJETO DO MODELO REDUZIDO

Disposição triangular das estacas

Planta

Modelo Tridimensional



NOTA: cotas em cm

FIGURA 17

Modelo reduzido tridimensional

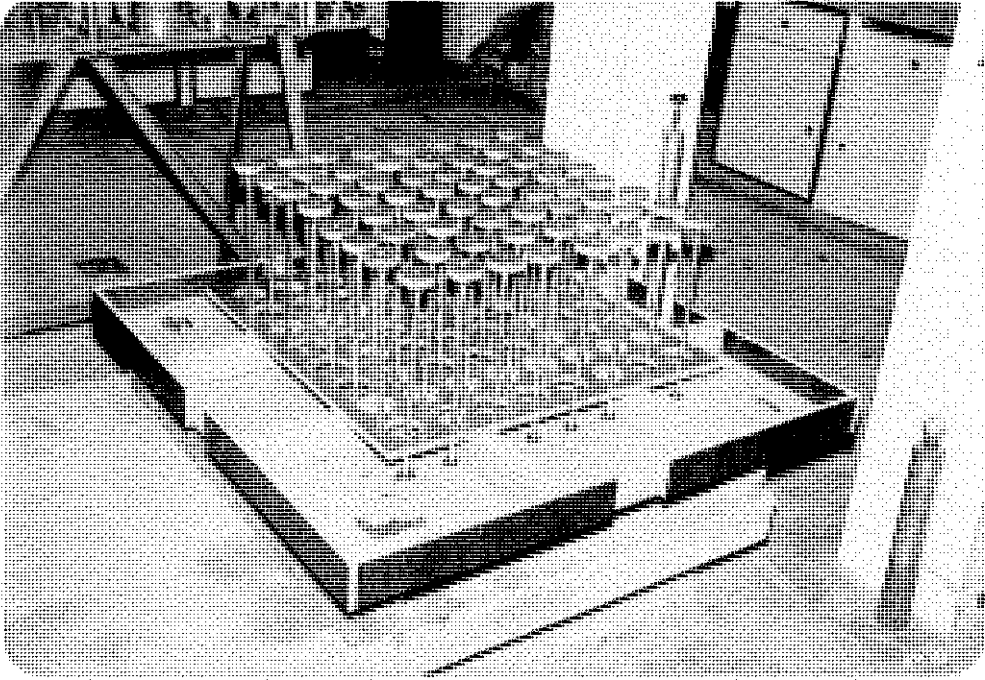


Foto nº 16 - Detalhe da montagem parcial do modelo, observando os capitéis e fundo móvel descido.

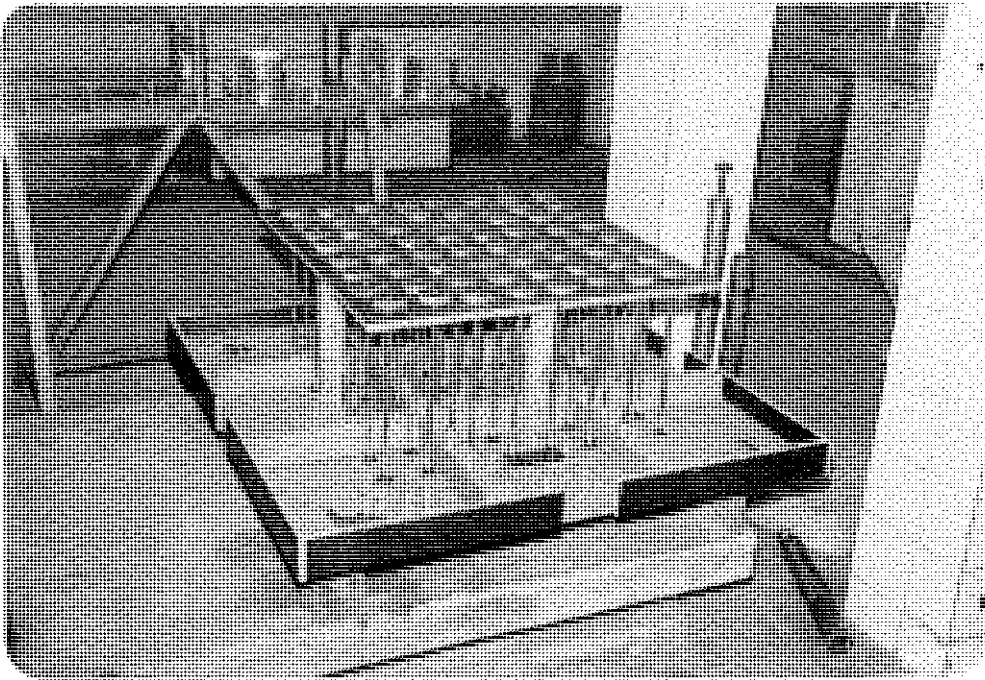


Foto nº 17 - Vista da montagem do modelo com o fundo móvel levantado.

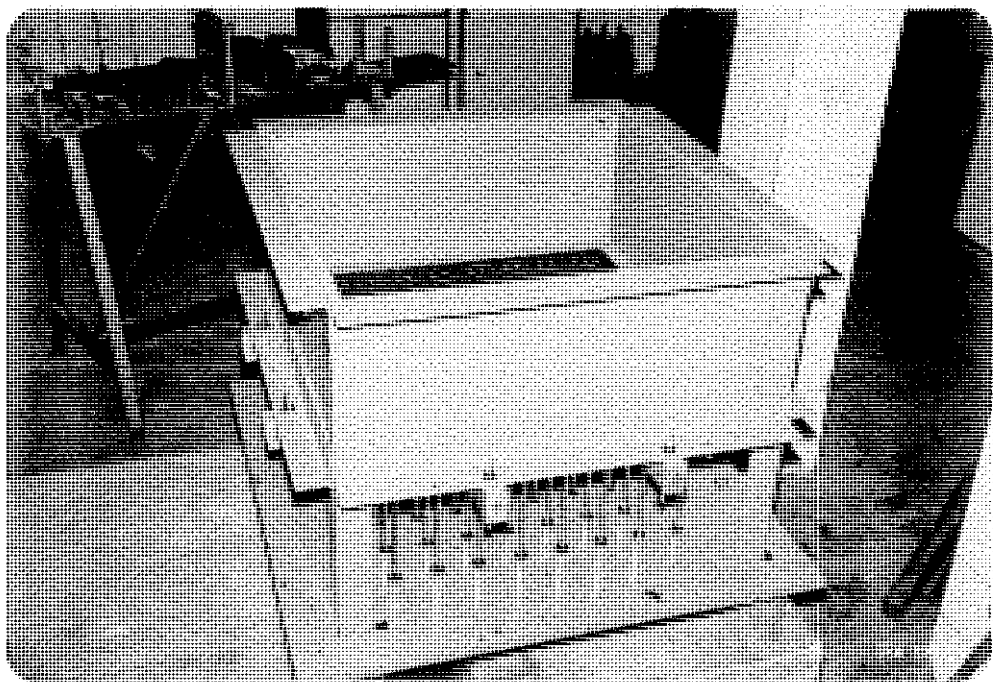


Foto nº 18 - Vista da colocação da estrutura superior do modelo e fixação através de travessa da madeira, do fundo móvel.

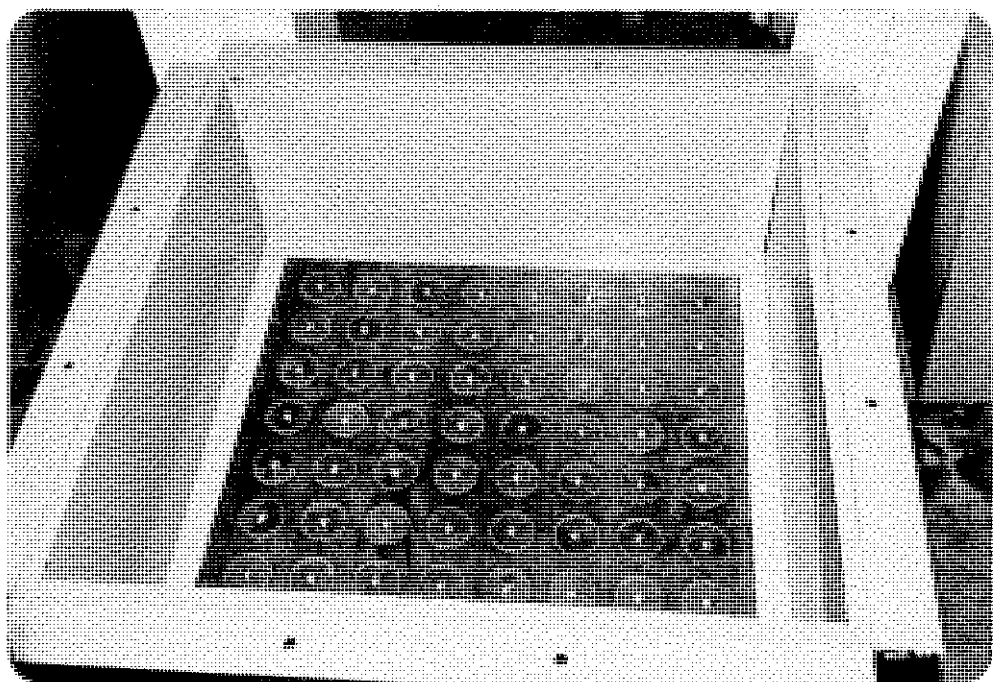


Foto nº 19 - Vista interna do modelo.

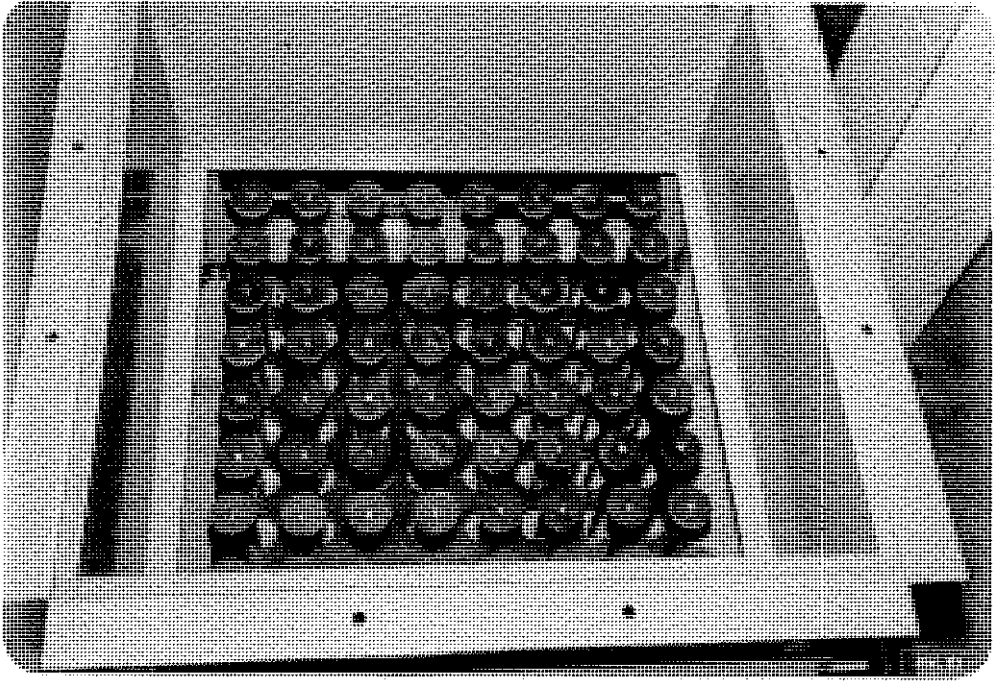


Foto nº 20 - Outro detalhe do interior do modelo com o fundo móvel abaixado.

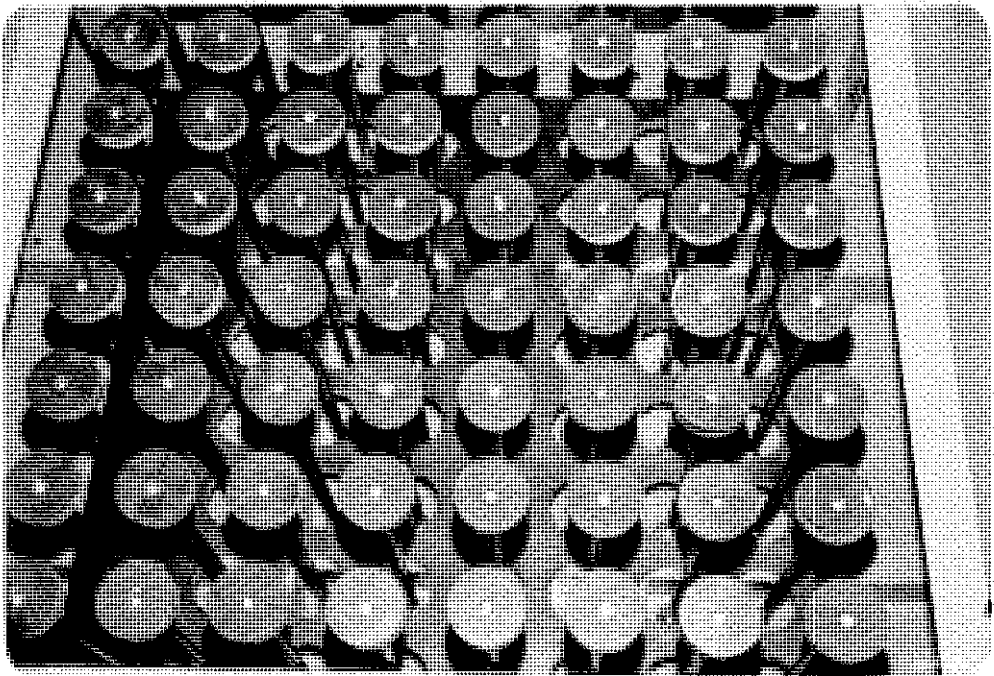


Foto nº 21 - Detalhe dos capitéis e fundo móvel.

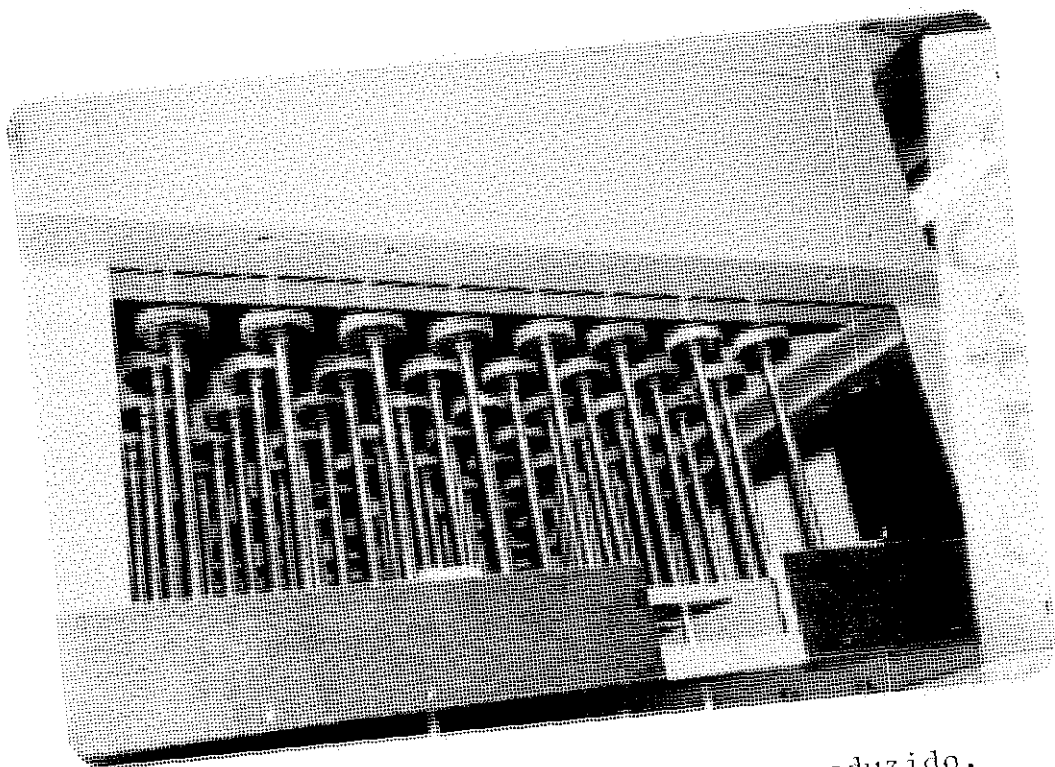


Foto nº 22 - Vista inferior do modelo reduzido.

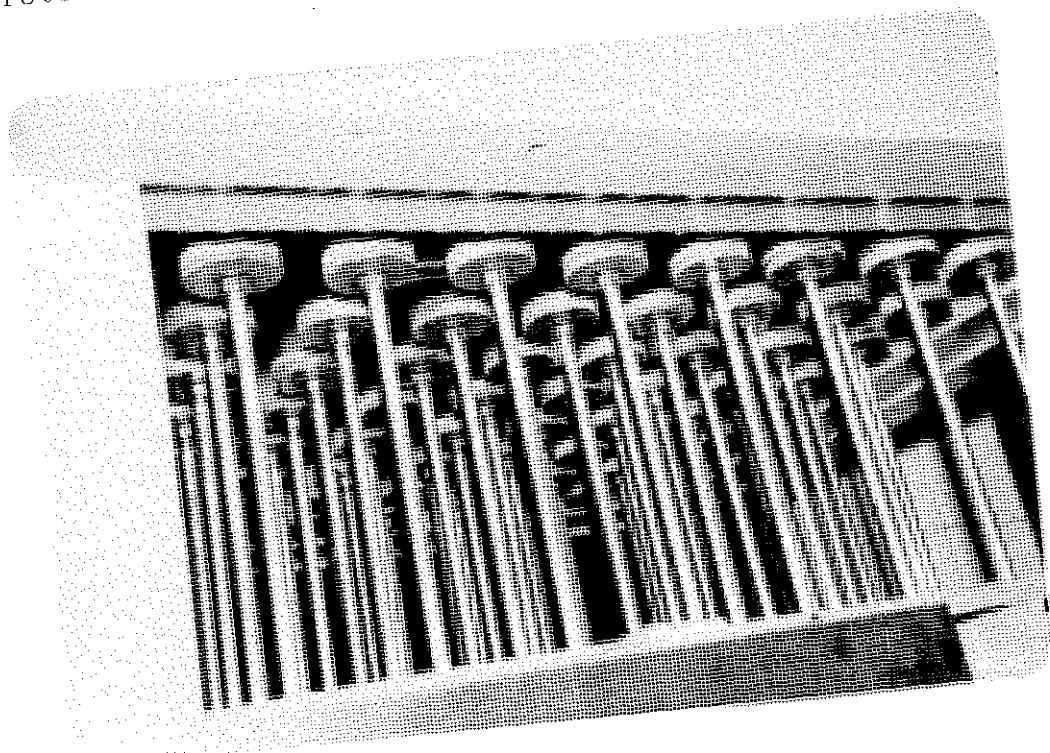


Foto nº 23 - Outra vista inferior do modelo reduzido.

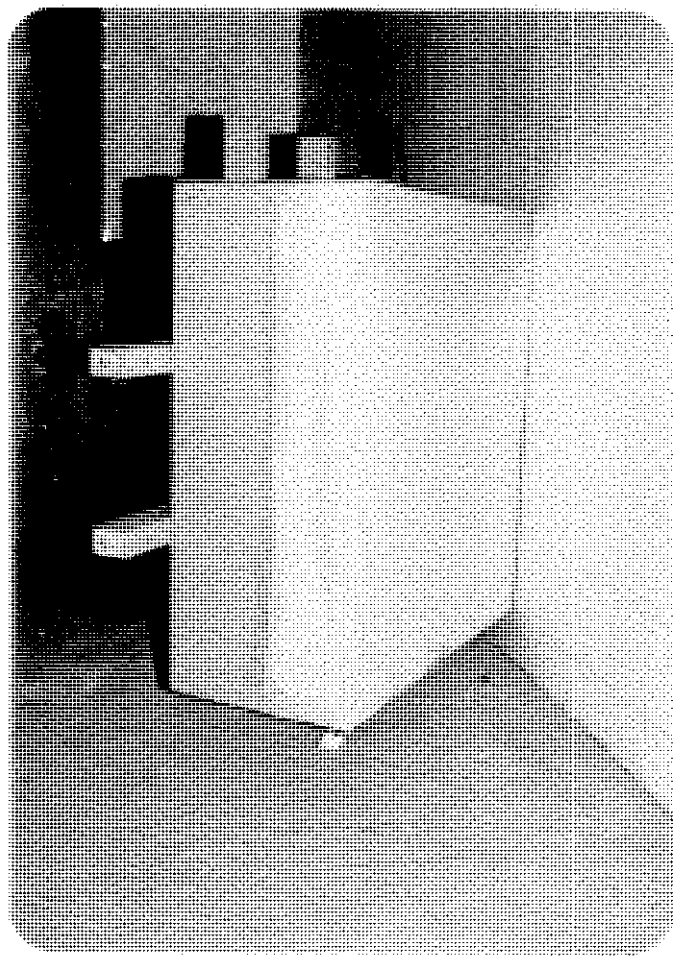


Foto nº 24 - Vista do sistema de aplicação de carga, observando a manta de borracha fixada em seu fundo.



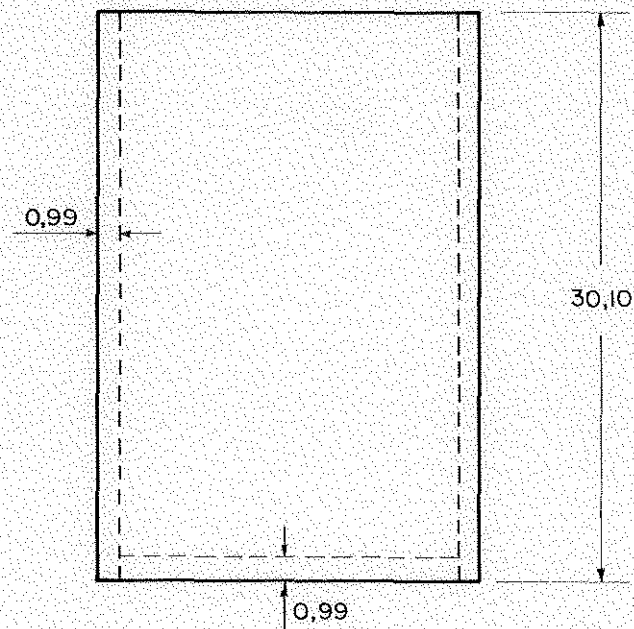
Foto nº 25 - Detalhe do modelo reduzido montado com o sistema de aplicação de carga no local de construção do modelo reduzido(carpintaria).

III.2.2 - Modelos Reduzidos Bidimensionais

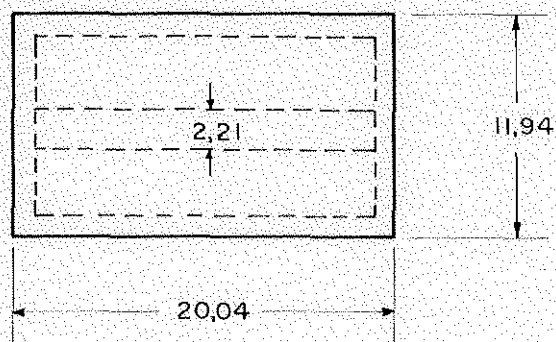
Foram construídas em madeira nas dimensões (30,10 x 20,04 x 11,94)cm; (30,95 x 30,48 x 17,37)cm, sendo que seus fundos possuem aberturas nas dimensões (18 x 2,21 x 0,99)cm; (29,48 x 3,59 x 0,99)cm, figuras 18,19 e fotos n°s: 26 e 27.

PROJETO DO MODELO REDUZIDO
Modelo Bidimensional

CORTE LONGITUDINAL :



PLANTA :



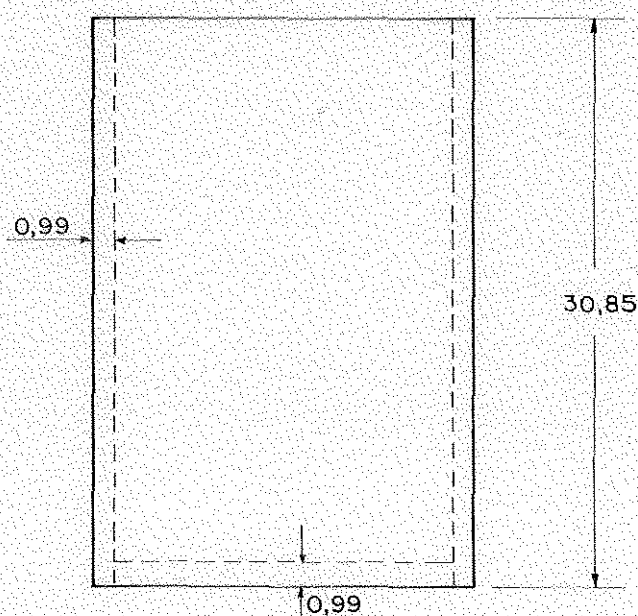
NOTA: cotas em cm

FIGURA 18

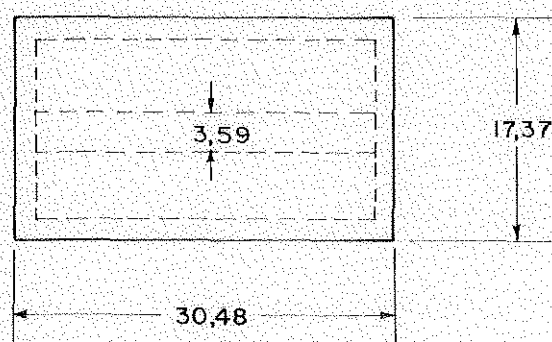
Modelo bidimensional menor

PROJETO DO MODELO REDUZIDO
Modelo Bidimensional

CORTE LONGITUDINAL :



PLANTA :



NOTA: cotas em cm

FIGURA 19

Modelo bidimensional maior

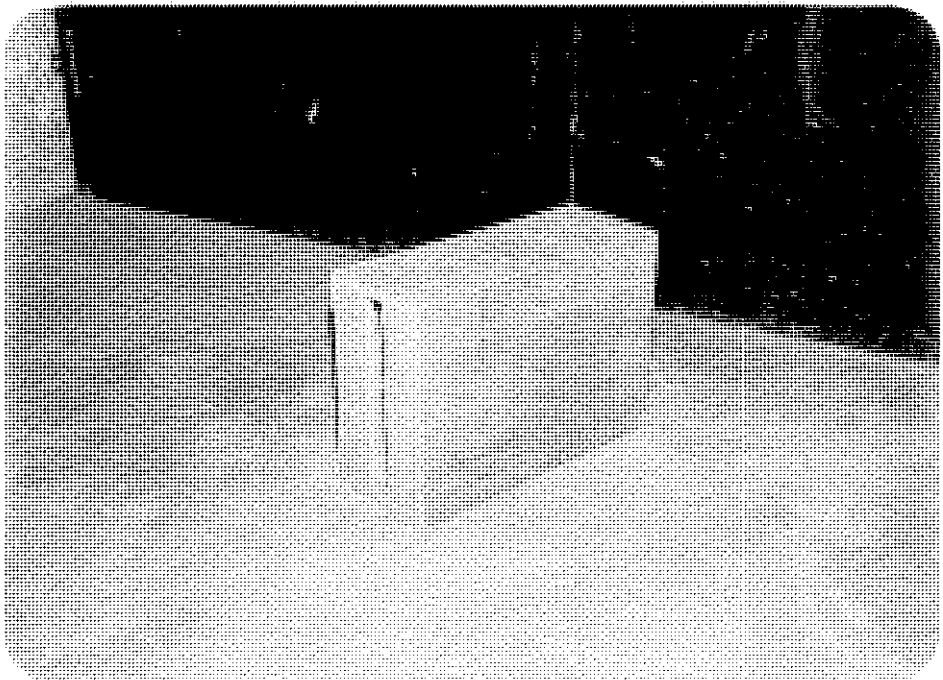


Foto nº 26 - Vista do modelo reduzido bidimensional
menor

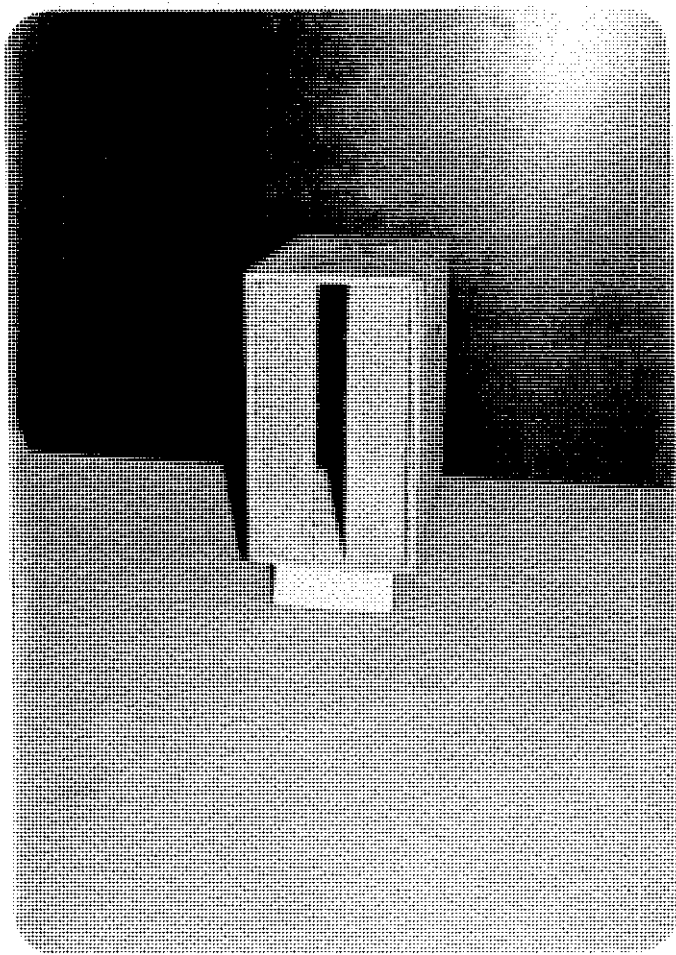


Foto nº 27 - Detalhe do modelo reduzido bidimensional maior

CAPÍTULO IV - ESTUDO EM MODELO REDUZIDO
E ANÁLISE DOS RESULTADOS

CAPÍTULO IV - ESTUDO EM MODELO REDUZIDO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

IV.1 - Testes em Modelo Reduzido com Areias de Itaipuaçu e Ipanema

Características dos materiais utilizados nos testes:

Areia média de Itaipuaçu ($\phi 30 < D < \phi 10$)

Areia grossa de Itaipuaçu ($\phi 20 < D < \phi 4$)

Areia de Ipanema ($\phi 200 < D < \phi 30$)

Os materiais ensaiados foram lavados e seco em estufa. As curvas granulométricas destes materiais são apresentados nas figuras 20 a 22.

Nos testes efetuados com estes materiais nos modelos bidimensional e tridimensional não se verificou o arqueamento. De início acreditou-se que a razão do insucesso era devido a impossibilidade de compactação a níveis adequados do material em vista de sua uniformidade. De forma a minorar este problema tentou-se através de misturas (figura 23) estabilizar-se granulometricamente o material, enquadrando-os como material bem graduado, isto é:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 \quad \text{e} \quad \frac{D_{60}}{D_{10} D_{30}} \quad \text{entre 1 e 3.}$$

As proporções utilizadas na obtenção do material estabilizado foram:

Areia fina: 36%

Areia média: 4%

Areia grossa: 61%

Apesar da melhoria na compacidade do material estabilizado, também, nestes testes, não se verificou o arqueamento.

Acredita-se que a forma arredondada dos grãos destes solos impossibilita atingir-se o arqueamento total nestes materiais.

IV.2 - Testes em Modelo Reduzido com Material Britado

IV.2.1 - Relato da execução dos ensaios e apresentação dos resultados.

O material, brita número zero, utilizado nos estudos experimentais foi inicialmente passado na peneira nº 4. Na figura 24 apresentamos a curva granulométrica deste material. Após finalização dos estudos em modelo, novo teste granulométrico foi realizado (figura 25) para verificação da possível queda dos grãos, durante a compactação do material em cada teste. Como se pode observar a alteração da granulometria do material não foi muito significativa.

O peso específico aparente máximo e mínimo do material obtido na caixa do modelo bidimensional, foram respectivamente $2,09 \text{ g/cm}^3$ e $1,75 \text{ g/cm}^3$. A forma de compactação utilizada para obtenção do grau de compacidade máximo foi apilamento com haste e barra metálica e um soquete de madeira. Para obtenção do grau de compacidade mínimo o material foi simplesmente depositado de altura constante.

Na compactação Proctor Normal o peso específico aparente obtido foi de $1,97 \text{ g/cm}^3$. Na compactação Carlos Souza Pinto, o peso específico aparente foi de $2,56 \text{ g/cm}^3$. O peso específico aparente máximo que se conseguiu obter neste material, utilizando o equipamento tipo Carlos Souza Pinto e aplicando-se um grande número de golpes foi de $2,72 \text{ g/cm}^3$. Neste último ensaio a granulometria foi fortemente alterada. A densidade real dos grãos determinada em ensaio específico foi de $2,73 \text{ g/cm}^3$.

O teor da umidade deste solo seco ao ar foi de 0,14% e na figura 26 apresenta-se o ganho de umidade ao longo do tempo deste material após secagem em estufa, observando que não há aumento significativo da umidade na primeira hora e que durante a execução do teste feito com material seco em estufa (cerca de 20 min) o material encontrava-se com umidade baixa(nula).

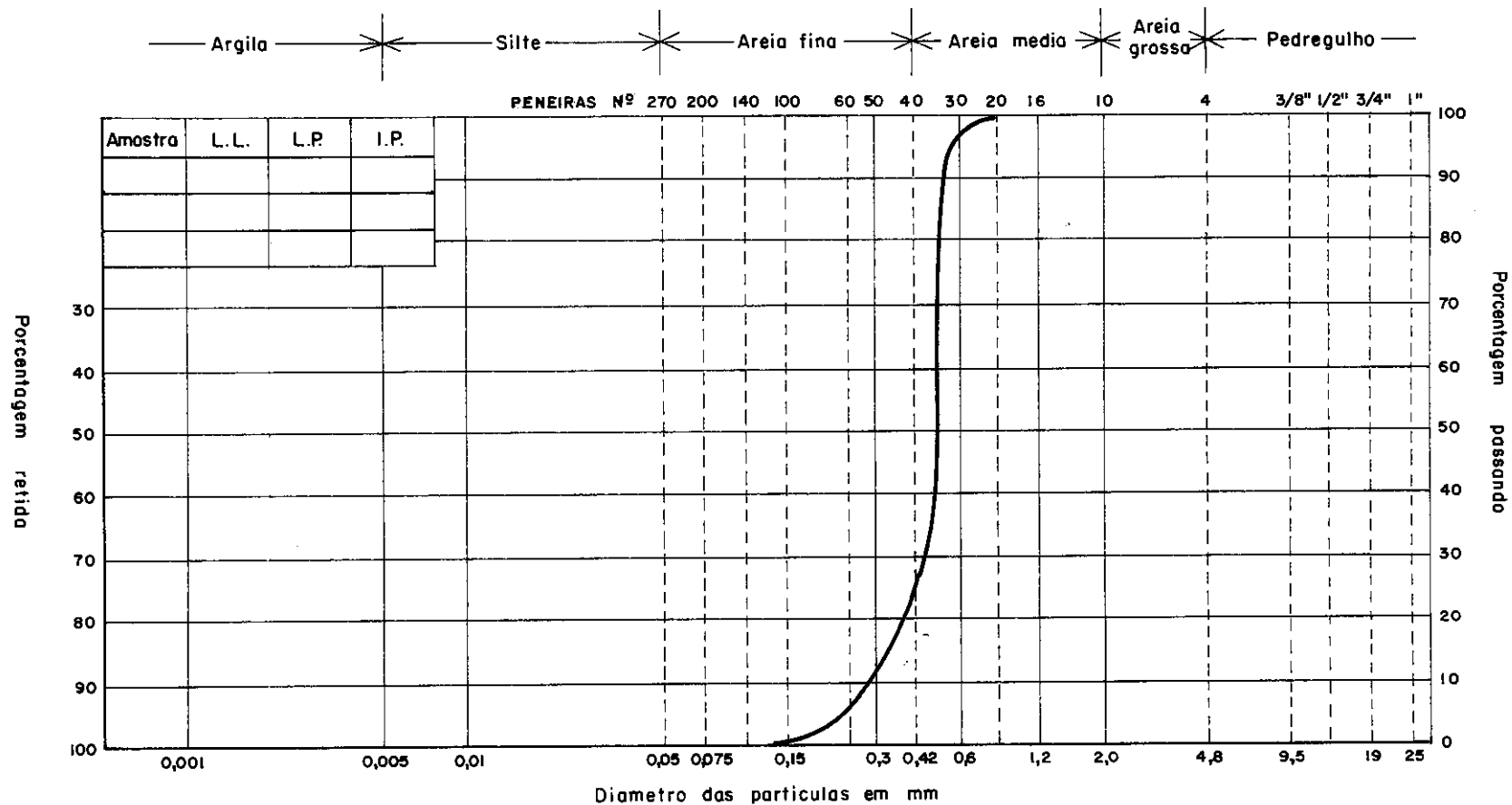
O ângulo de atrito deste material obtidos no ensaio de cisalhamento direto para o material seco ao ar foi de 51° , 56° e 60° para as compacidades de respectivamente $1,76 \text{ g/cm}^3$, $2,00 \text{ g/cm}^3$ e $2,10 \text{ g/cm}^3$. Um quarto ensaio com o material submerso no estado fofo foi efetuado e o ângulo de atrito obtido foi o mesmo do ensaio com o material seco ao ar. As pressões de confinamento utilizadas nos ensaios foram de 0,25, 0,50, 1,00 Kg/cm^2 . Nas figuras 27, 28, 29 e 30, apresenta-se estes ensaios.

Os ângulos de repouso (ϕ) obtidos de depósitos deste material de altura variáveis são apresentados na tabela IV.1.

Tabela IV.1 - Resultados de ângulos de repouso do material britado.

Peso do Solo (g)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Volume (cm ³)	γ_c (g/cm ³)	ϕ_o (graus) (repouso)
1.411	20,79	7,12	805,67	1,75	34,41
4.235	28,16	11,07	2.298,17	1,84	38,18
4.821	30,06	12,00	2.838,75	1,70	38,61
9.062	37,60	14,38	5.322,35	1,81	37,41
23.630	55,00	18,57	14.706,38	1,61	34,03
32.490	57,30	21,59	18.557,97	1,75	37,00

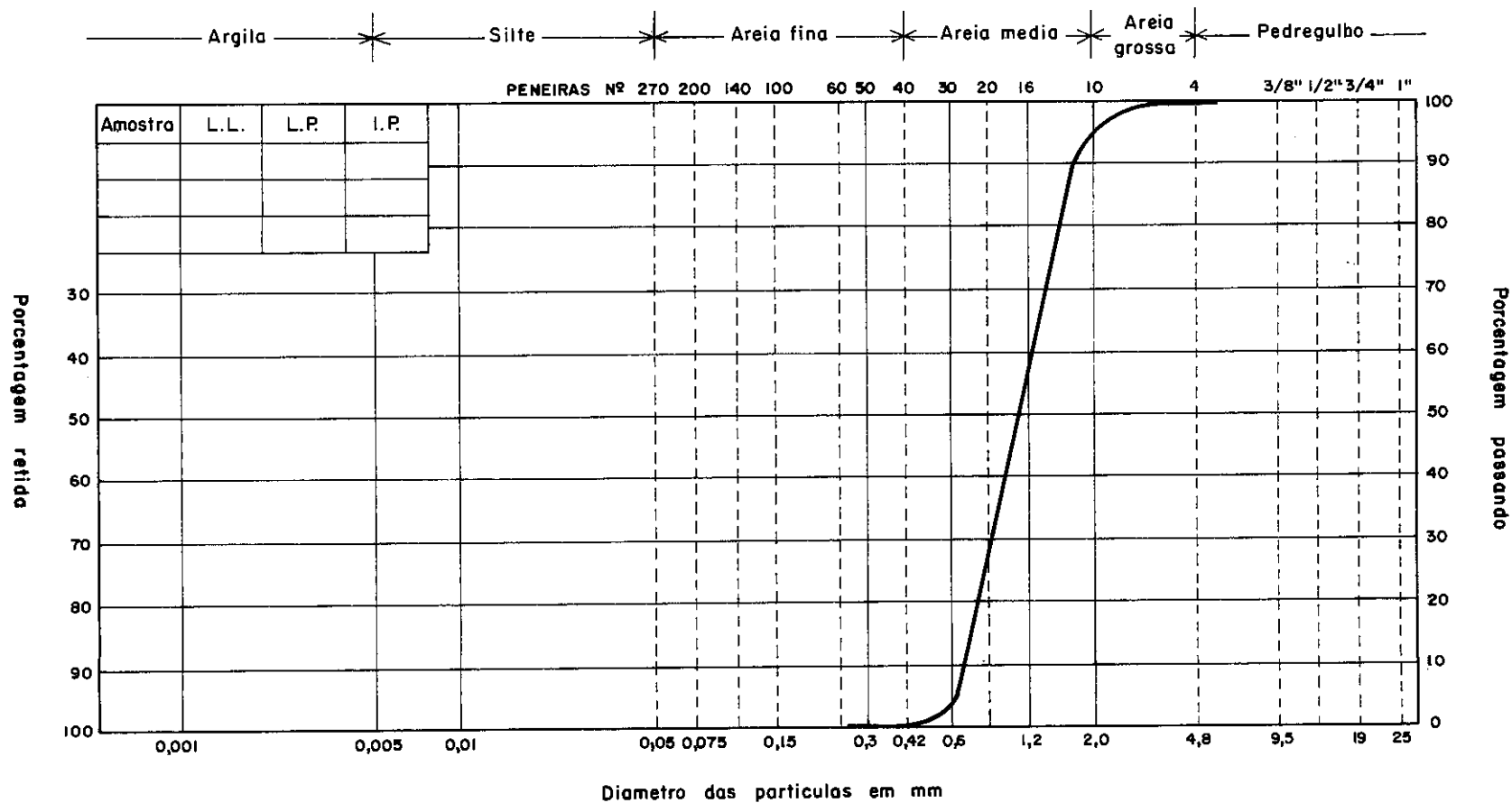
$$\phi \text{ médio} = 36,61 = 37^0$$



ANALISE GRANULOMÉTRICA

FIGURA 20

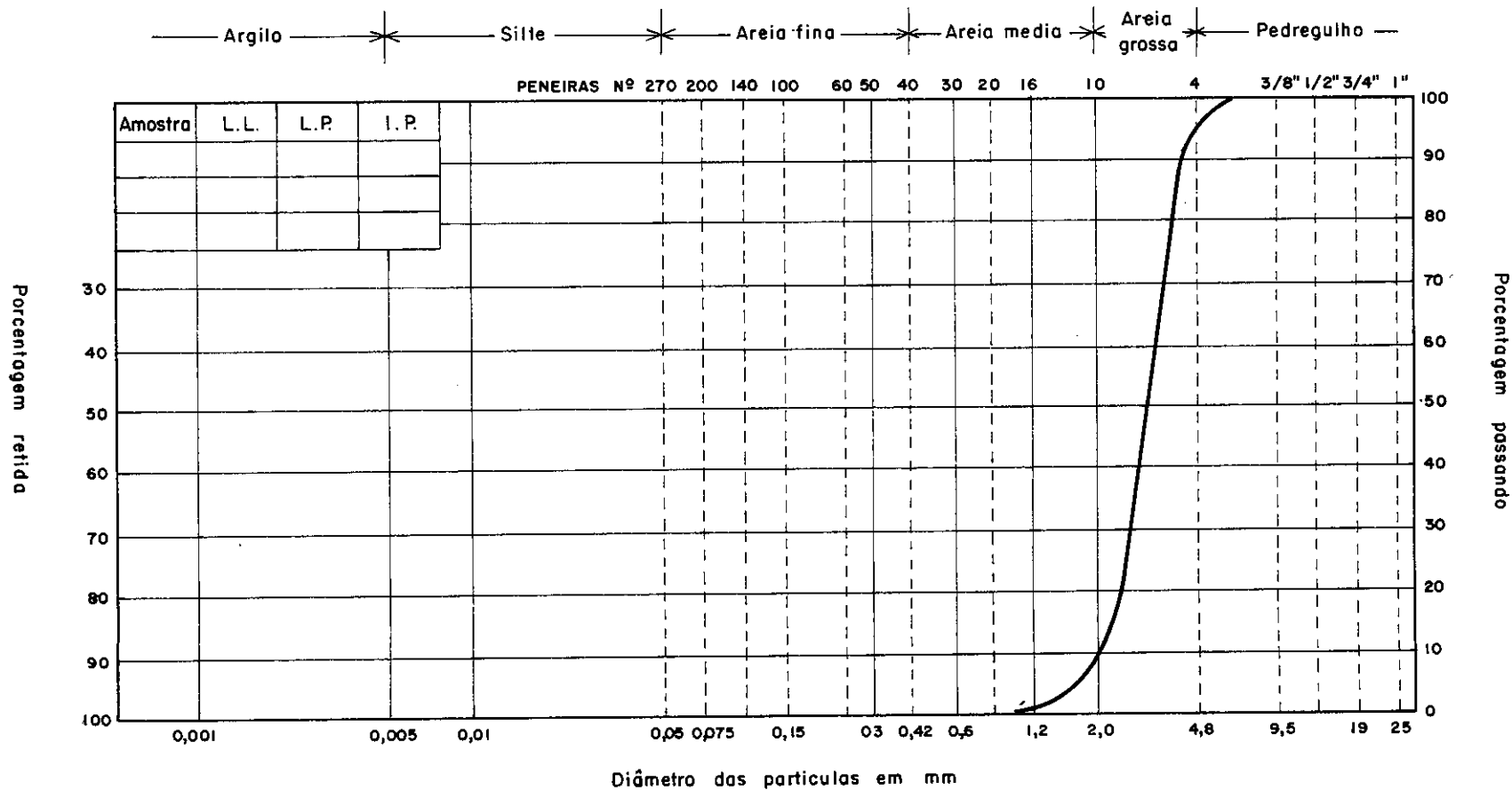
Areia de Ipanema - F



ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

FIGURA 21

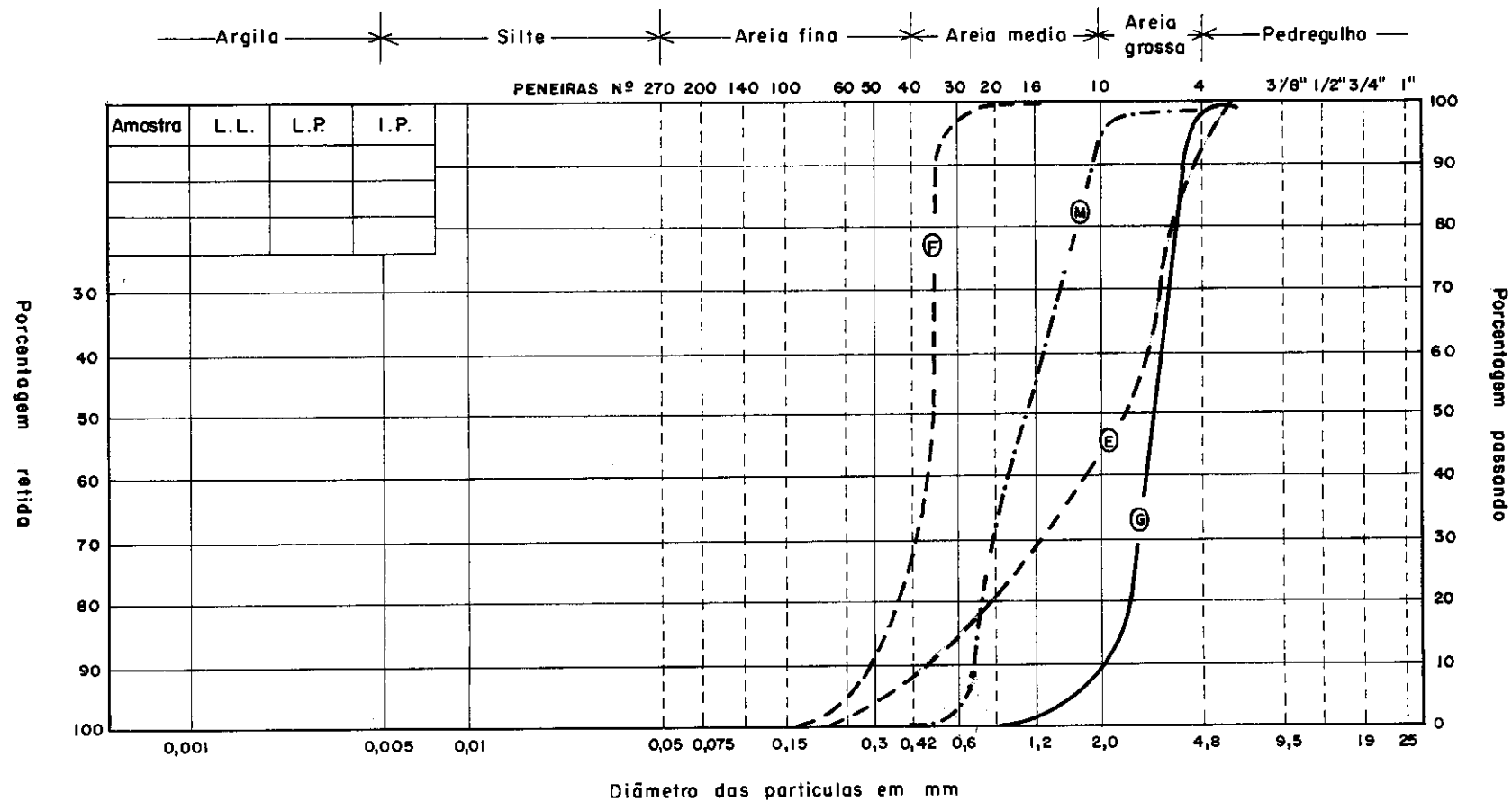
Areia média de Itaipuaçu - M



ANALISE GRANULOMÉTRICA

FIGURA 22

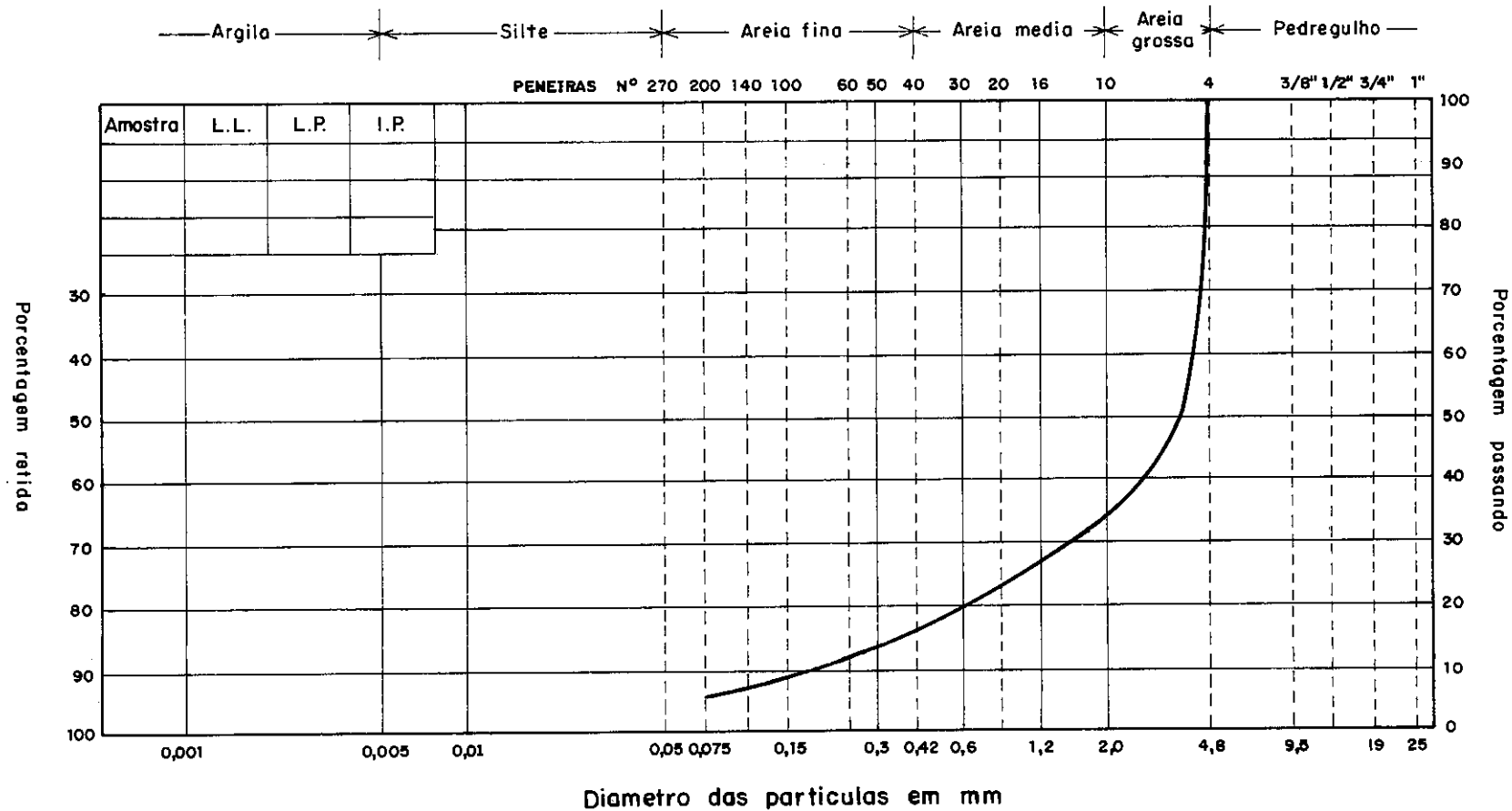
Areia grossa de Itaipuaçu - G



ANALISE GRANULOMÉTRICA

FIGURA 23

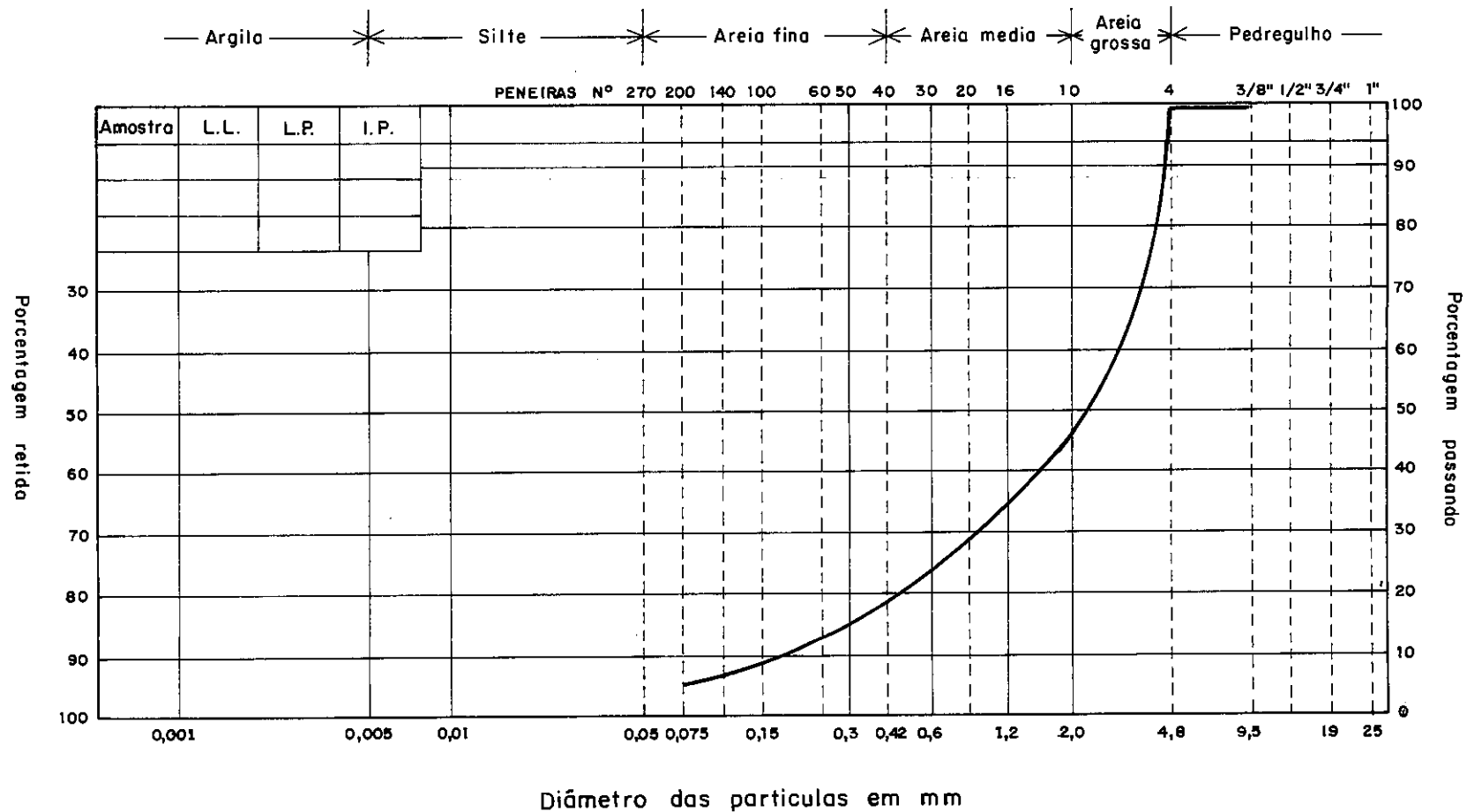
Curva do material estabilizado - E



ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

FIGURA 24

Brita zero antes da realização dos ensaios no modelo reduzido



ANALISE GRANULOMÉTRICA

FIGURA 25

Brita zero após a realização dos ensaios no modelo reduzido

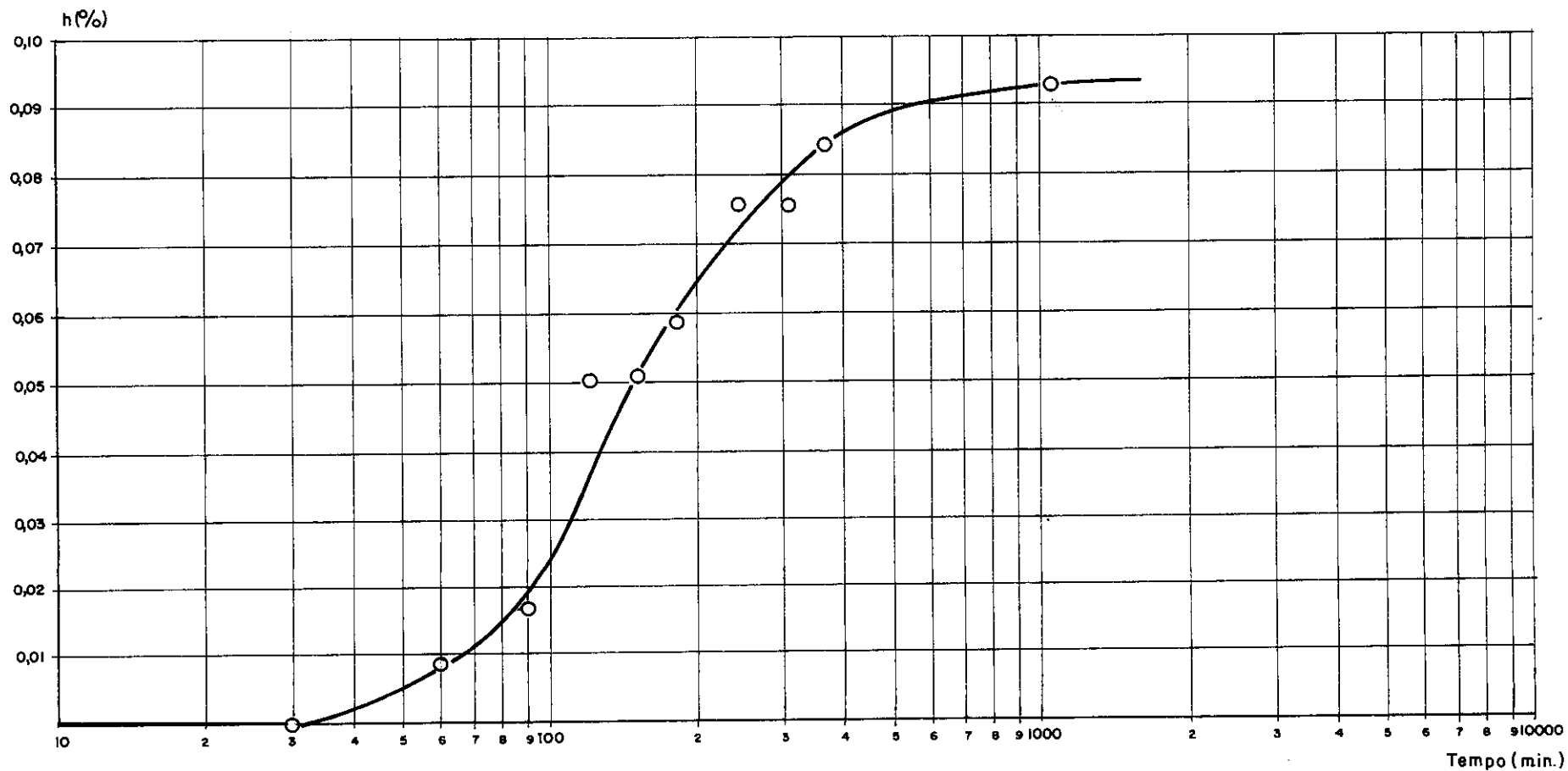
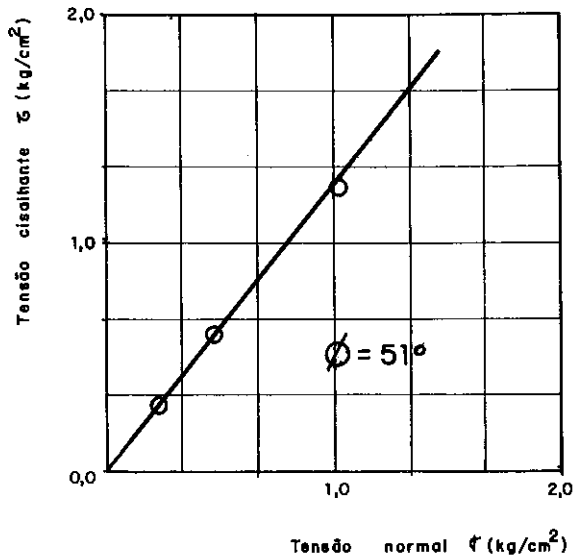


FIGURA 26

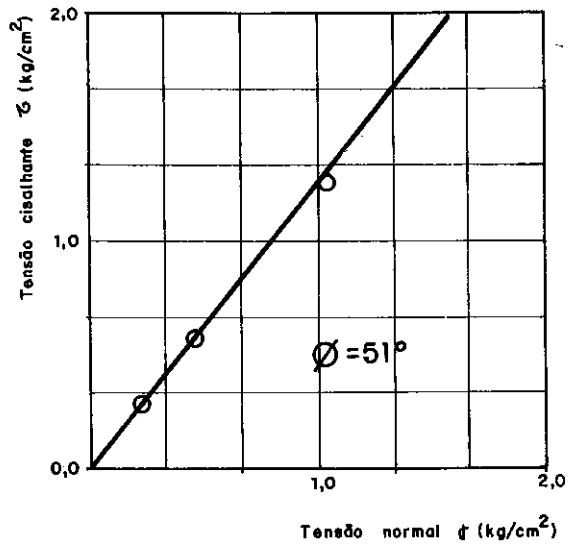
Varição da umidade da brita zero ao longo do tempo.



Corpo de prova nº	1	2	3
Tensão normal inicial (kg/cm^2)	0,25	0,5	1,0
Velocidade de ensaio (mm/min)	0,03658	0,03658	0,03658
Umidade (%)	0,14	0,14	0,14
Índice de vazios	0,36	0,36	0,36
Peso específico seco (g/cm^3)	1,76	1,76	1,76

F I G U R A 27

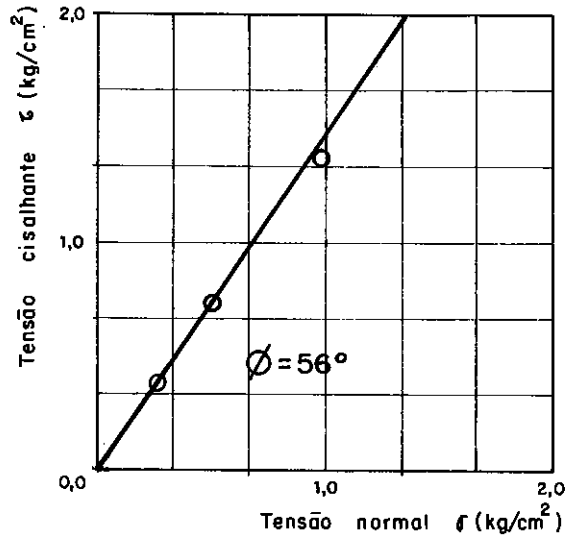
Ensaio de cisalhamento direto na brita zero



Corpo de prova nº	1	2	3
Tensão normal inicial (kg/cm ²)	0,25	0,50	1,00
Velocidade de ensaio (mm/min)	0,03658	0,03658	0,03658
Umidade (%)	100	100	100
Índice de vazios	0,36	0,36	0,36
Peso específico saturado (g/cm ³)	1,76	1,76	1,76

FIGURA 28

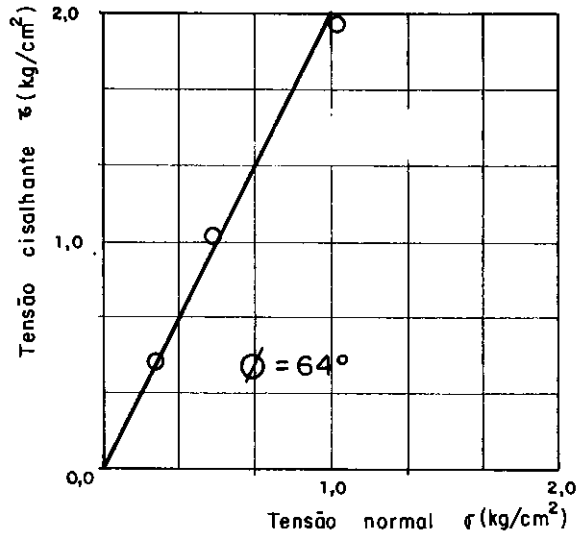
Ensaio de cisalhamento direto na brita zero saturada



Corpo de prova nº	1	2	3
Tensão normal inicial (kg/cm^2)	0,25	0,50	1,00
Velocidade de ensaio (mm/min)	0,03658	0,03658	0,03658
Umidade (%)	0,14	0,14	0,14
Índice de vazios	0,27	0,27	0,27
Peso específico seco (g/cm^3)	2,00	2,00	2,00

F I G U R A 29

Ensaio de cisalhamento direto na brita zero



Corpo de prova nº	1	2	3
Tensão normal inicial (kg/cm ²)	0,25	0,50	1,00
Velocidade de ensaio (mm/min)	0,3658	0,03658	0,03658
Umidade (%)	0,14	0,14	0,14
Índice de vazios	0,23	0,23	0,23
Peso específico seco (g/cm ³)	2,10	2,10	2,10

F I G U R A 30

Ensaio de cisalhamento direto na brita zero

IV.2.2 - Testes com os Modelos Reduzidos Bidimensionais

IV.2.2.1 - Relato da execução dos ensaios e apresentação dos resultados.

Para diferentes compacidades e altura do material, pesquisaram-se as condições críticas de estabilidade do lastro granular nos dois modelos, $b(\text{vão livre}) = 2,21 \text{ cm}$ e $b(\text{vão livre}) = 3,59 \text{ cm}$. Foram efetuados grupos de ensaios com o material passando na peneira 4, peneira 10, peneira 16, peneira 4 e retido na peneira 100; além de ensaios com o material submerso. Os ensaios com diferentes faixas granulométricas foram conduzidos mantendo-se constante a energia de compactação específica, de forma a explicitar a influência de granulometria na estabilidade.

A espessura do lastro granular a cada ensaio foi determinada através da média de medições em cinco diferentes pontos com auxílio de uma travessa de madeira geometricamente regularizada e um paquímetro. O peso específico aparente global do material ensaiado foi controlado, pela pesagem prévia do material, e determinação do volume após compactação. Os resultados destes ensaios são apresentados na tabela IV.2.

Tabela IV.2

Resultados dos Testes nos Modelos Bidimensional

Modelo Bidimensional Menor				Modelo Bidimensional Maior		
	γ_c (g/cm ³)	h_c (cm)	Observações	γ_c (g/cm ³)	h_c (cm)	Observações
Material Passando na Peneira 4	2,00	1,60 ***	Estável (*)	1,95	4,06	Instável
	2,06	1,26		1,96	4,05	
	1,95	1,54		1,97	4,01	
	2,02	1,28		2,00	3,34	
	2,07	1,52		1,99	3,69	
	2,04	1,36		2,00	3,95	Estável (*)
	2,02	1,37		2,03	3,91	
	2,02	1,37		2,00	3,98	
	2,04	1,36		1,97	4,04	
	2,02	1,37		1,97	4,05	
	1,93	1,31	Instável	1,98	4,02	Instável
	1,94	1,32		1,98	4,03****	
	1,92	1,33		1,96	13,31	
	1,96	1,31		1,97	13,21	
	1,93	1,42		1,96	12,61	
	1,95	1,41		1,98	12,44	Estável
	1,93	9,55		1,98	12,82	
	1,96	9,42		1,97	13,19	
	1,97	9,38		1,99	13,09	
	1,97	9,37		1,93	24,42	Instável
	1,98	8,87		1,91	24,73	
	1,98	8,92		1,96	23,06	

Tabela IV.2

Resultados dos Testes nos Modelos Bidimensional

Modelo Bidimensional Menor				Modelo Bidimensional Maior		
	γ_c (g/cm ³)	h_c (cm)	Obser- vações	γ_c (g/cm ³)	h_c (cm)	Obser- vações
Material Passando na Peneira 4	1,94	9,53	Instável	1,97	23,64	Instável
	1,92	9,61		1,96	24,34	Estável
	1,92	9,63		1,95	24,47	
	1,95	9,03		1,98	24,08	
	1,92	9,17		1,98	24,10	
	1,95	18,37	Estável	1,96	24,12	
	1,96	18,34		1,98	23,84	
	1,96	17,93				
	1,97	17,79				
	1,92	18,76				
	1,92	18,66	Instável			Instável
	1,90	18,90		2,03	3,90	
	1,90	18,42				
	1,93	18,13				
Material Passando na Peneira 16	2,09	1,00	Estável (*) (**)			
	2,02	1,07				
Material Passando na Peneira 10	2,04	1,10	Estável (*) (**)	1,97	2,66	Estável (*) (**)
	2,04	1,00		2,05	2,54	
	2,00	1,06		2,09	2,50	
				2,02	2,59	
Material Retido na Peneira 100 e Passando na Peneira 4	1,90	5,51	Estável (*) (**)	1,92	26,46	Equilíbrio
	1,93	5,48		1,92	26,53	muito
				1,93	26,41	instável (*)

Observações:

- (*) Material no qual procurou-se manter inalterada a energia de compactação específica.
- (**) Limite de estabilidade. Os pares de valores apresentados γ_c versus h_c foram obtidos após uma série de testes em que variou-se gradativamente a espessura da camada granular a intervalos de aproximadamente 1 milímetro, apresentando-se nesta tabela o menor valor de espessura estável.
- (****) Neste teste o material foi submerso.

IV.2.2.2 - Análise dos Resultados

Os resultados obtidos na campanha de testes com material granular passando na peneira número quatro efetuados nos dois modelos bidimensionais ($b = 2,21$ cm e $b = 3,59$ cm) foram agrupados num gráfico peso específico aparente (γ_c) versus relação da altura da camada do lastro dividido pela abertura do vão livre(b). Este gráfico é apresentado na figura 31.

No gráfico constata-se que não há diferença sensível entre a tendência do comportamento apresentado nos testes efetuados nos dois modelos de diferentes dimensões. Em ambos grupos de testes constata-se uma única zona de transição, de limitada pelas retas tracejadas, da instabilidade para estabilidade. Delimitou-se esta região no gráfico de forma a conter toda a região na qual alternavam-se incoerentemente pontos de instabilidade e estabilidade. Acredita-se que esta incoerência seja originária de incorreções na determinação do peso específico aparente. Este cálculo é cada vez mais sensível a incorreções a medida que a espessura da camada do lastro granular diminui devido ao acréscimo de importância relativa do erro na sua determinação. Esta conjectura é confirmada nos resultados, pois a faixa delimitada por estas retas diminuem à medida que aumenta de espessura o lastro de material granular. Também neste gráfico observa-se uma significativa influência de compacidade (peso específico aparente), na estabilidade do lastro granular.

Na figura 32, transcreve-se a série de testes efetuados nos dois modelos bidimensional, nos quais alterou-se a granulometria do lastro granular. Nestes testes procurou-se manter inalterado a energia específica de compactação.

Como seria de esperar a compacidade resultante da compactação variou para cada grupo de testes em função da mudança granulométrica. Conforme se verifica nos dois modelos a mudança da granulometria provoca uma tendência de alteração das condições de estabilidade do lastro. Quando se reti-

rou as frações mais grossas a estabilidade foi conseguida para espessuras menores, o efeito contrário foi resultante da retirada do material mais fino.

De forma a verificar uma possível influência das forças capilares originárias da umidade do material do lastro (nos testes utilizou-se material seco ao ar com umidade de 0,15%), conduziu-se um teste com o material submerso. Os resultados deste teste, assinalado na Tabela IV.2 por quatro asteriscos(****) não se diferenciam dos demais.

RESULTADOS DOS ENSAIOS NOS MODELOS REDUZIDOS BIDIMENSIONAL COM MATERIAL PASSANDO NA PENEIRA 4

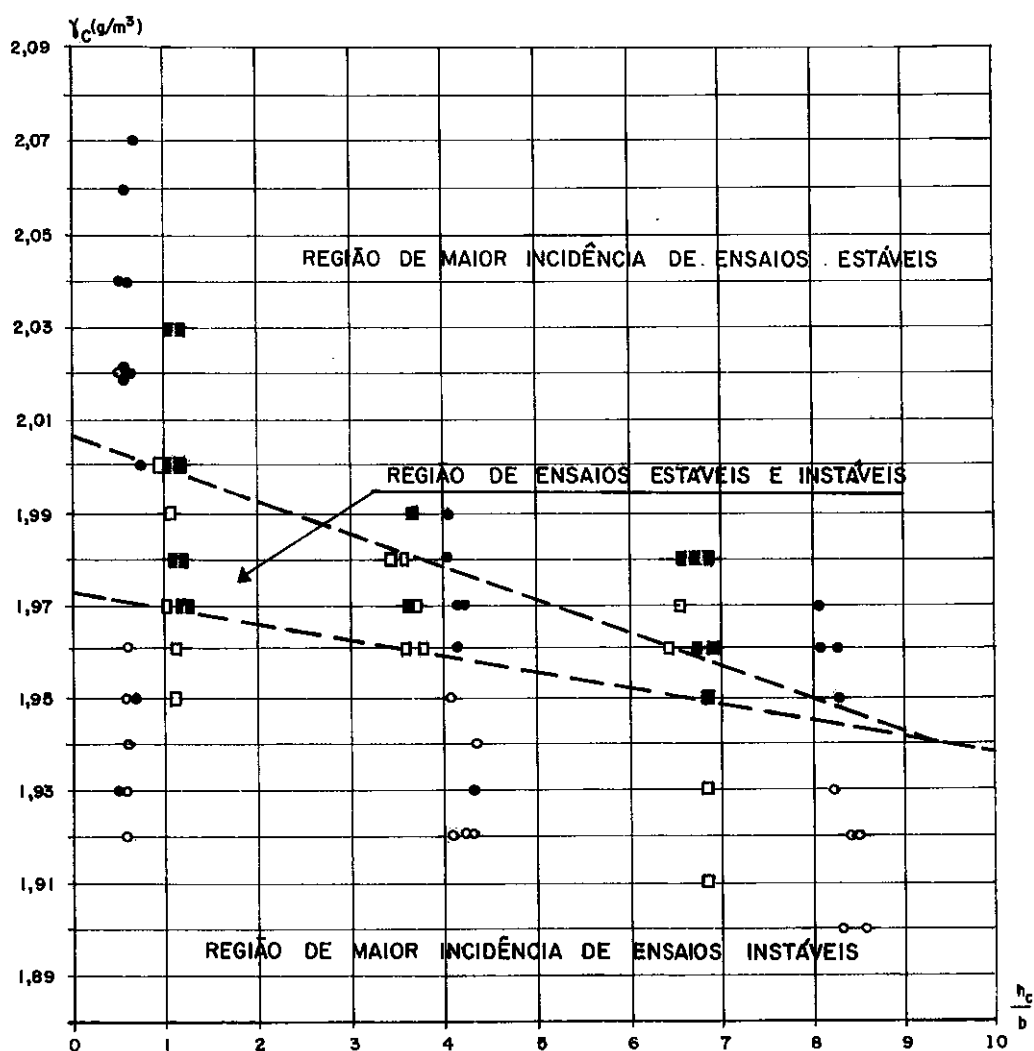
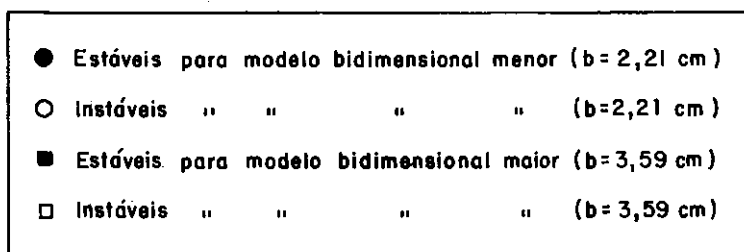


FIGURA 31

Peso específico aparente versus altura do lastro de material granular dividido pelo vão livre.

RESULTADOS DOS ENSAIOS NOS MODELOS REDUZIDOS BIDIMENSIONAL

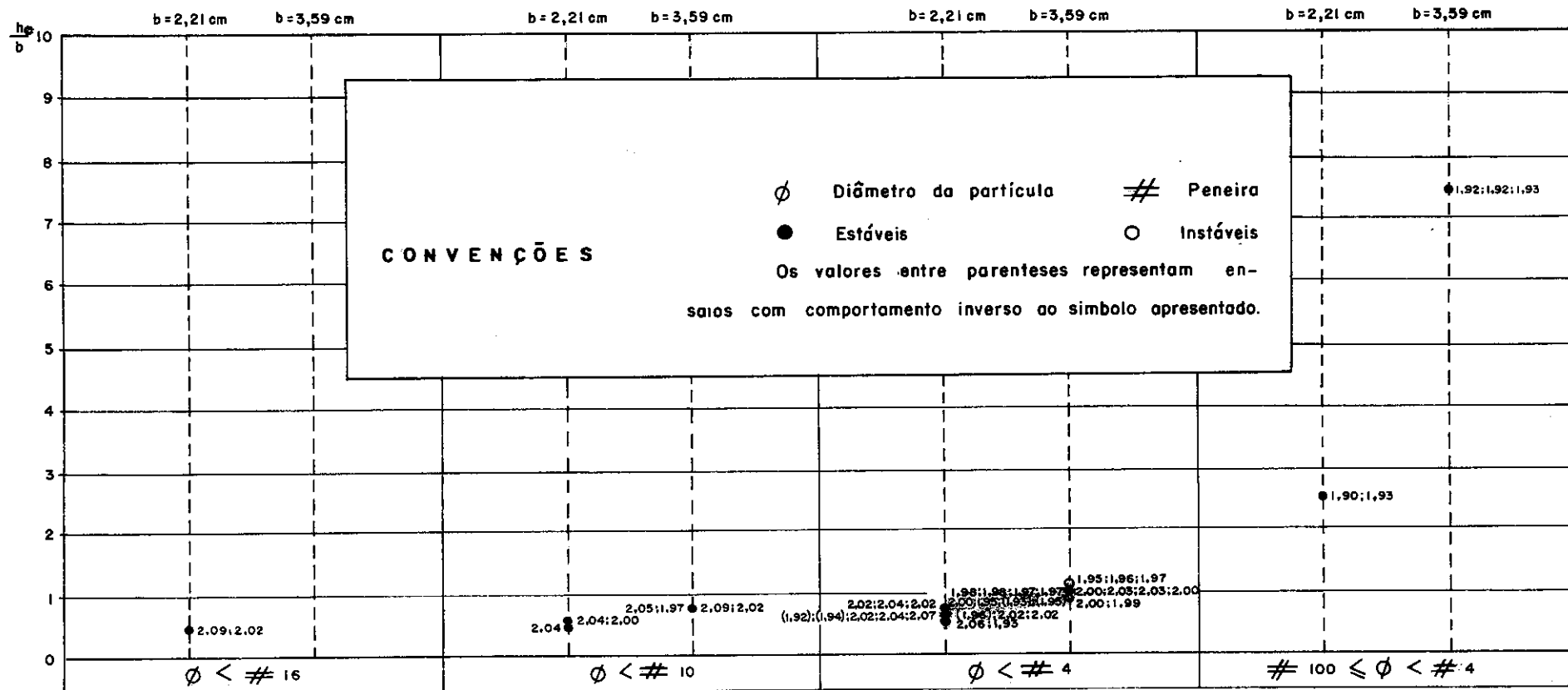


FIGURA 32

Altura do lastro dividida pelo vão livre versus distribuição granulométrica.

IV.2.3 - Testes no Modelo Reduzido Tridimensional

IV.2.3.1 - Relato da metodologia de execução dos ensaios e apresentação dos resultados.

Para diferentes compacidades e altura do lastro de material granular pesquisaram-se as condições críticas de estabilidade do lastro granular para três diferentes diâmetros de capitéis, 4,27; 4,87; 5,46 cm. O estudo foi desenvolvido para duas situações: com e sem aplicação de carga.

No modelo tridimensional a forma de compactação do lastro de material granular foi o apiloamento com hastes metálicas, soquete metálico de 7,5 Kg e placa vibratória.

A espessura do lastro de material granular a cada ensaio foi determinado através da média de medições em treze diferentes pontos (doze nas laterais e uma no centro). A cada medição posicionava-se, sobre estes pontos, uma placa de alumínio com diâmetro de cerca de 20 cm, espessura de 0,95cm e peso de 823,68g. Sobre a superfície desta placa, efetuou-se com um paquímetro as medições da profundidade do lastro relativamente à borda da caixa do modelo reduzido. Conhecida a profundidade total da caixa, por diferença, determinou-se então, a espessura do lastro. O peso específico aparente global do material ensaiado foi controlado, pela pesagem prévia do material e determinado o volume após compactação.

Nas tabelas IV.3 a IV.8 apresentaram-se os resultados obtidos nos testes. Com estes resultados foram plotados os gráficos apresentados nas figuras 33 a 43.

Apresentamos nas fotos de nºs: 31 a 51 detalhes dos ensaios com sua montagem e execução.

Tabela IV.3

Resultados dos testes no modelo tridimensional
 Teste com o capitel maior ($D = 5,46 \text{ cm}$) sem
 aplicação de carregamento externo.

$h_c \text{ (cm)}$	$\gamma_c \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Observações
4,01	2,02	Instável
4,02	2,01	Instável
4,38	2,01	Instável
4,76	2,06	Instável
5,31	2,02	Estável
5,17	2,06	Estável
5,24	2,04	Estável
4,70	2,08	Instável
9,02	2,02	Estável
9,09	2,00	Instável
9,18	1,99	Instável
8,96	2,03	Estável
16,04	2,00	Instável
15,80	2,03	Estável
21,80	1,95	Instável
21,43	1,98	Estável
21,10	2,01	Estável

Tabela IV.4

Resultados dos testes no modelo tridimensional.
 Teste com o capitel maior ($D = 5,46 \text{ cm}$) com
 aplicação de carregamento externo.

$h_c \text{ (cm)}$	$\gamma_c \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\frac{q}{\gamma h_c}$	Observações
5,13	2,08	10	Estável
5,22	2,05	10	Estável
5,36	2,00	10	Estável com o decréscimo de $\frac{q}{\gamma h_c}$ para 0,23, houve ruptura no centro do lastro
5,46	1,97	10	Instável
9,74	1,88	10	Instável
9,04	2,01	10	Estável
9,43	1,94	10	Estável

Tabela IV.5

Resultados dos testes no modelo tridimensional

Teste com o capitel menor ($D = 4,27 \text{ cm}$) sem aplicação de carregamento externo.

$h_c \text{ (cm)}$	$\gamma_c \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Observações
5,07	2,03	Instável
6,71	2,05	Instável
8,34	2,07	Instável
10,02	2,07	Instável
11,54	2,10	Instável
13,21	2,09	Instável
14,74	2,09	Estável
14,49	2,07	Instável
14,78	2,09	Estável
20,96	2,00	Instável
20,57	2,04	Estável
20,61	2,04	Estável
18,49	2,04	Instável

Tabela IV.6

Resultados dos testes no modelo tridimensional.
 Testes com o capitel menor ($D = 4,27 \text{ cm}$) com
 aplicação de carregamento externo.

$h_c \text{ (cm)}$	$\gamma_c \text{ (g/cm}^3\text{)}$	$\frac{q}{\gamma_c h_c}$	Observações
6,66	2,07	10,00	Instável
11,56	2,09	6,62	Estável
11,55	2,09	2,00	Instável
11,57	2,09	3,00	Estável
9,89	2,09	6,00	Estável
8,23	2,09	6,00	Instável
9,06	2,09	6,00	Estável com $\frac{q}{\gamma_c h_c} = 1,47$ houve ruptura do centro do lastro.
8,01	2,09	10,00	Instável
8,82	2,10	10,00	Estável
8,42	2,09	10,00	Estável

Tabela IV.7

Resultados dos testes no modelo tridimensional
 Teste com o capitel intermediário ($D = 4,87\text{cm}$)
 sem aplicação de carregamento externo.

$h_c(\text{cm})$	$\gamma_c(\text{g/cm}^3)$	Observações
9,90	2,09	Estável
9,11	2,08	Estável
5,72	2,08	Instável
7,35	2,09	Instável
8,28	2,07	Estável
7,80	2,08	Instável
8,13	2,11	Estável
8,05	2,08	Estável
21,06	2,00	Instável
20,63	2,04	Estável
20,50	2,05	Estável
20,85	2,03	Instável
18,88	2,05	Estável
18,58	2,04	Instável
12,31	2,05	Instável
12,10	2,09	Estável
13,97	2,06	Estável
13,12	2,06	Estável
11,40	2,06	Instável

Tabela IV.8

Resultados dos testes no modelo tridimensional
 Teste com o capitel intermediário ($D = 4,87\text{cm}$)
 com aplicação de carregamento externo.

h_c (cm)	γ_c (g/cm ³)	$\frac{q}{\gamma h_c}$	Observações
5,99	2,09	10	Estável (sem efeito)
5,97	2,09	10	Estável
5,16	2,08	10	Estável
4,32	2,09	10	Instável
4,74	2,08	10	Instável
5,56	2,09	5	Instável
6,39	2,09	5	Instável
6,81	2,09	5	Instável
7,64	2,09	5	Instável
7,85	2,09	5	Estável
8,16	2,07	10	Estável
7,31	2,07	10	Estável
6,46	2,07	10	Instável
6,88	2,07	10	Instável

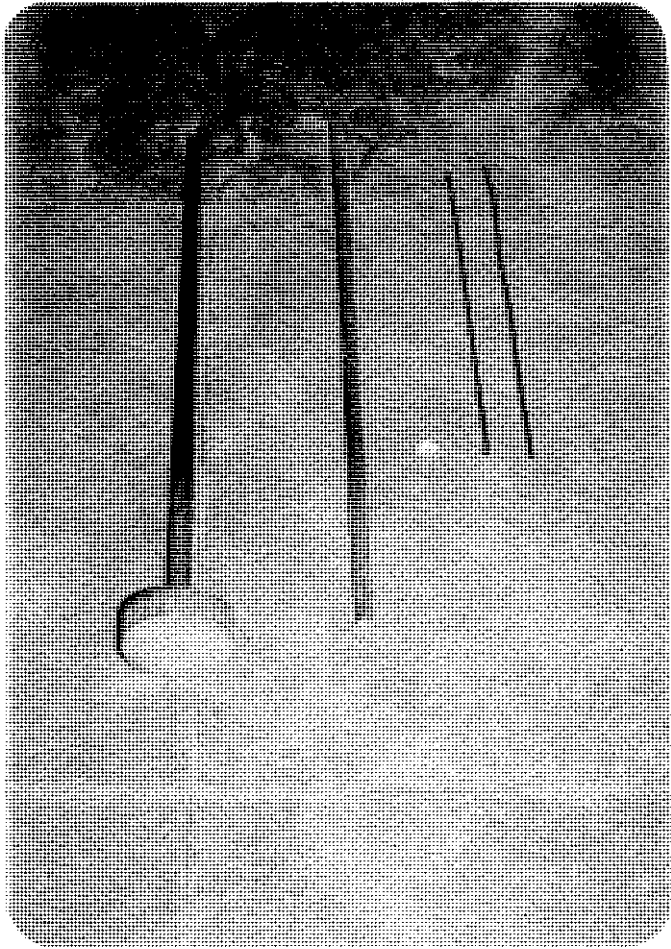


Foto nº 28 - Vista do soquete e hastes metálicas usadas na compactação do lastro granular.

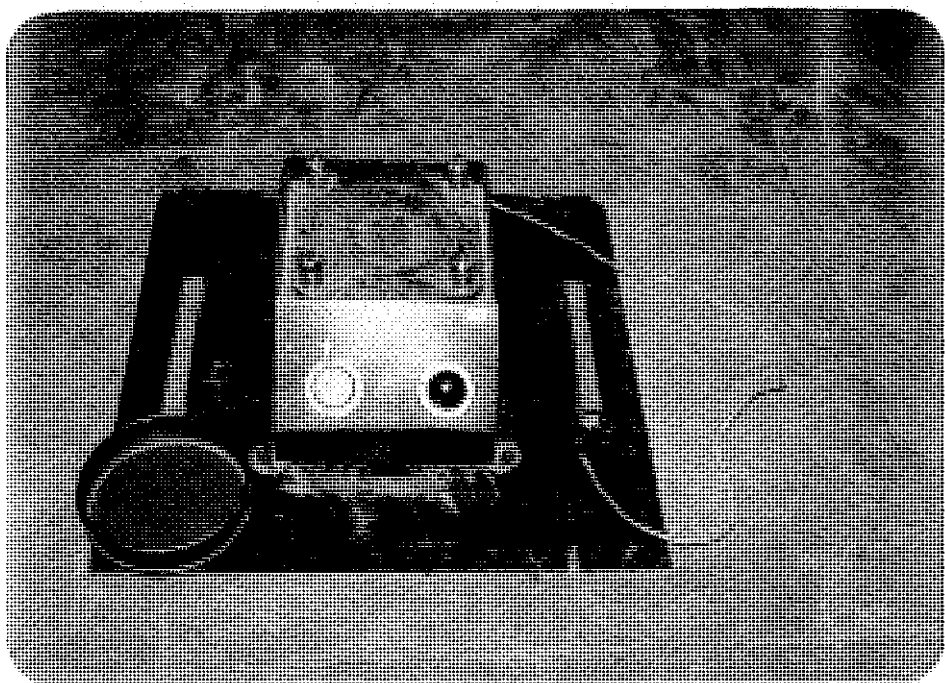


Foto nº 29 - Vista da placa vibratória usada na compactação do lastro granular.



Foto nº 30 - Compactação do lastro granular utilizando a placa vibratória.

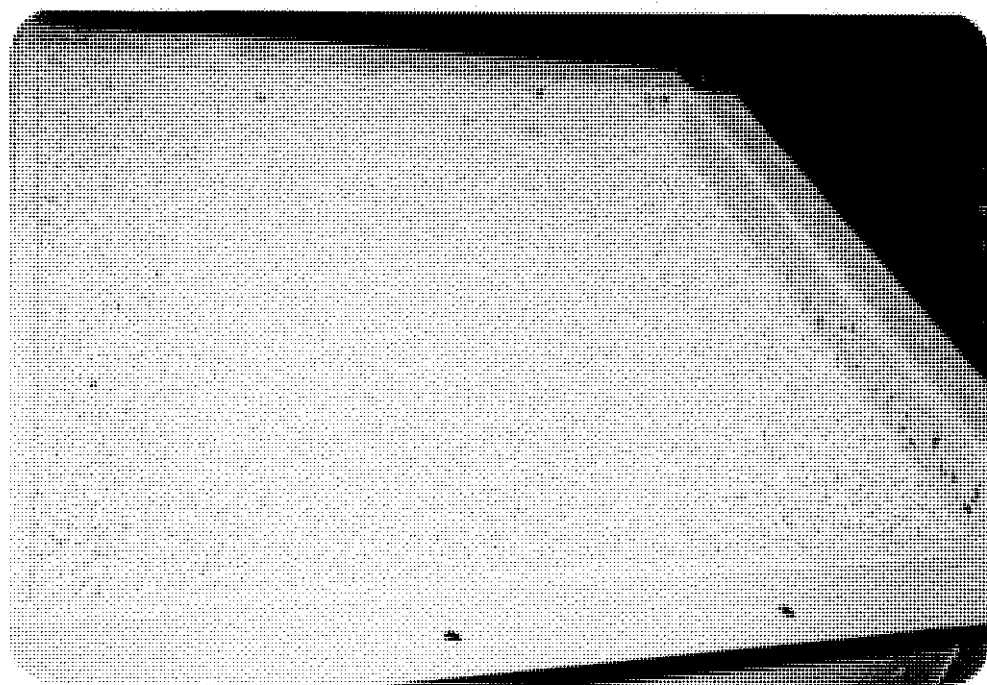


Foto nº 31 - Vista do lastro granular após final da compactação.

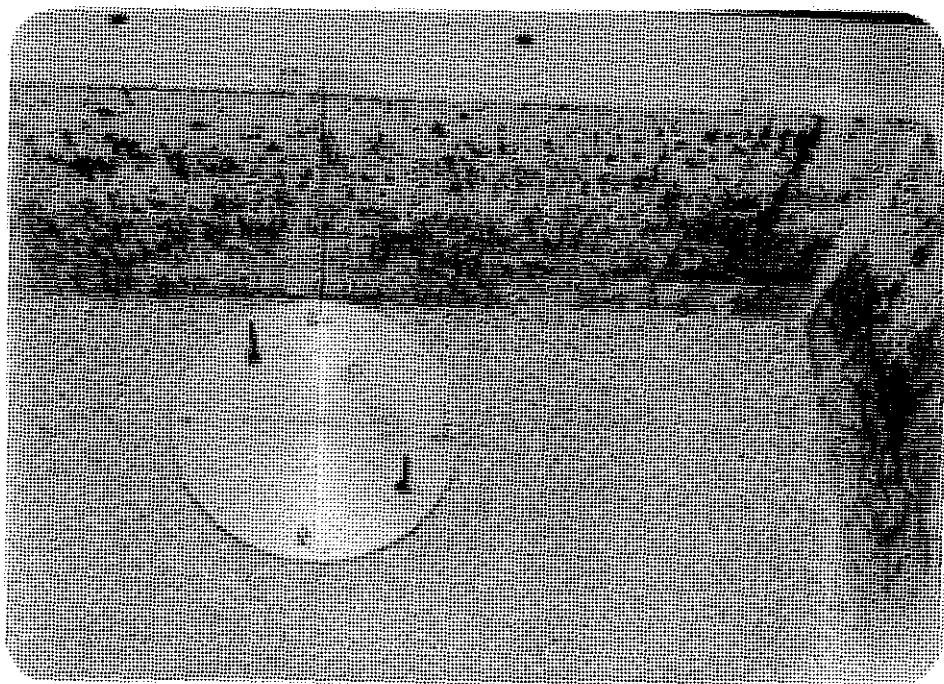


Foto nº 32 - Placa de alumínio usada na determinação da espessura do lastro granular.

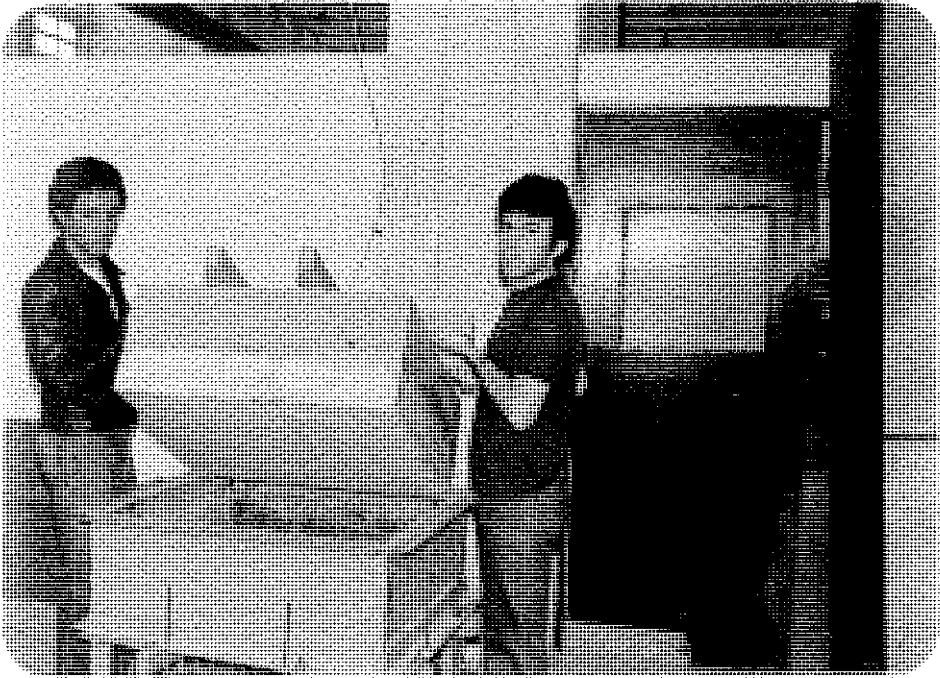


Foto nº 33 - Vista do início de um teste, com aplicação de carga observando a colocação da estrutura de aplicação do carregamento.

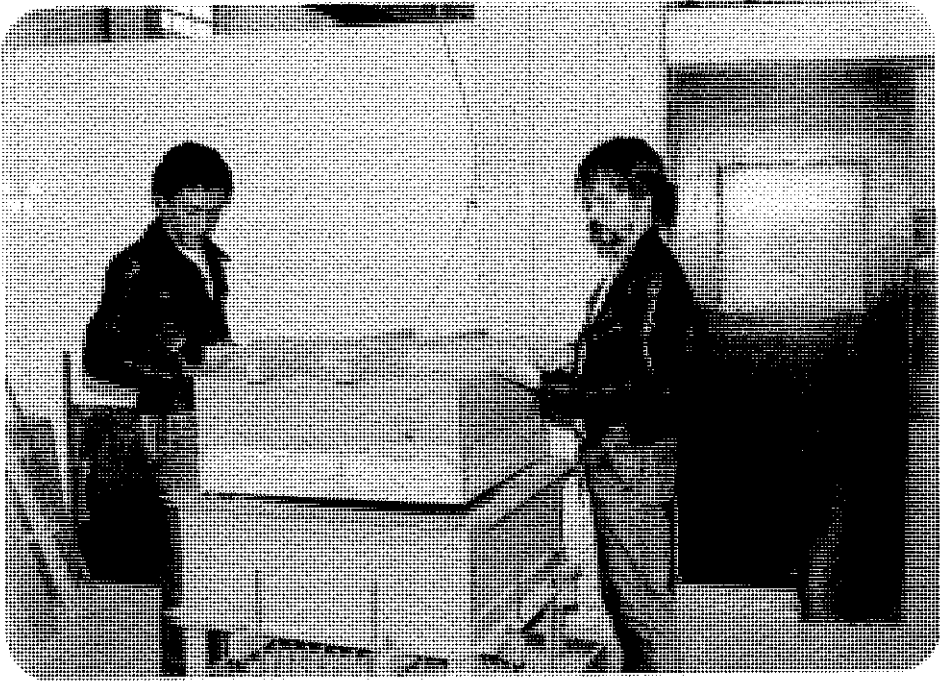


Foto nº 34 - Detalhe da colocação da estrutura de aplicação do carregamento.

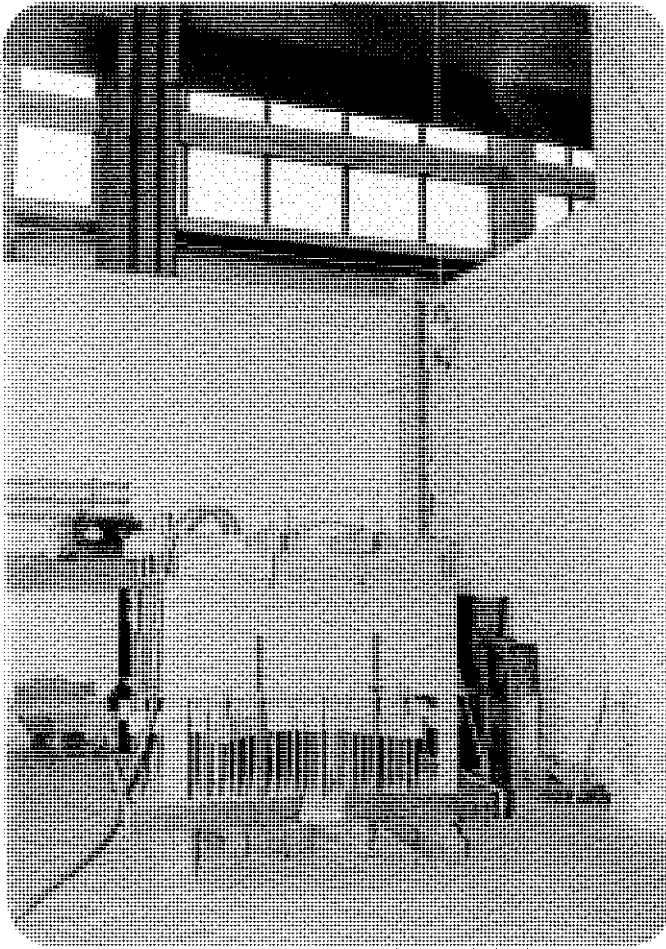


Foto nº 35 - Vista do teste com aplicação de carga em que se verificou o arqueamento total do lastro de material granular.

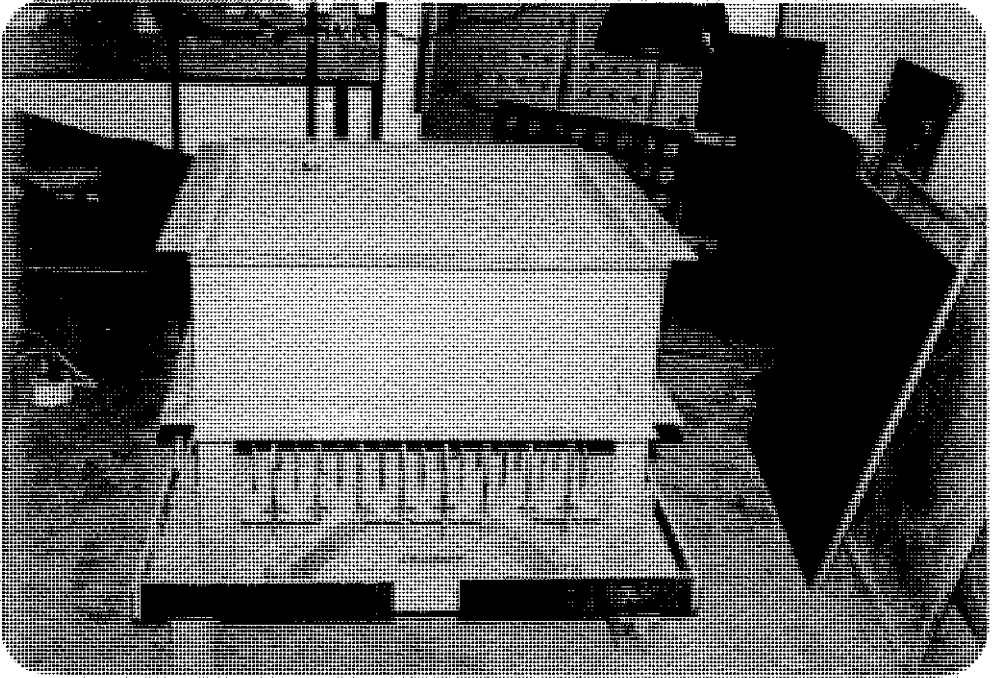


Foto nº 36 - Vista de um teste sem aplicação de carga no qual verificou-se o arqueamento total do lastro granular.

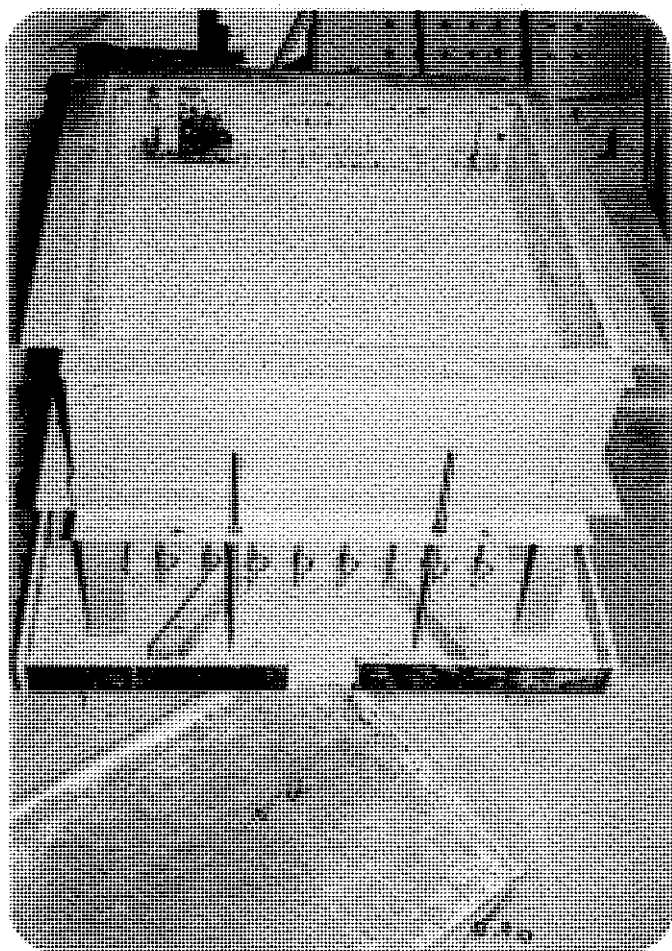


Foto nº 37 - Vista superior da caixa com o fundo móvel rebaixado durante um ensaio no qual ocorreu arqueamento do lastro granular.

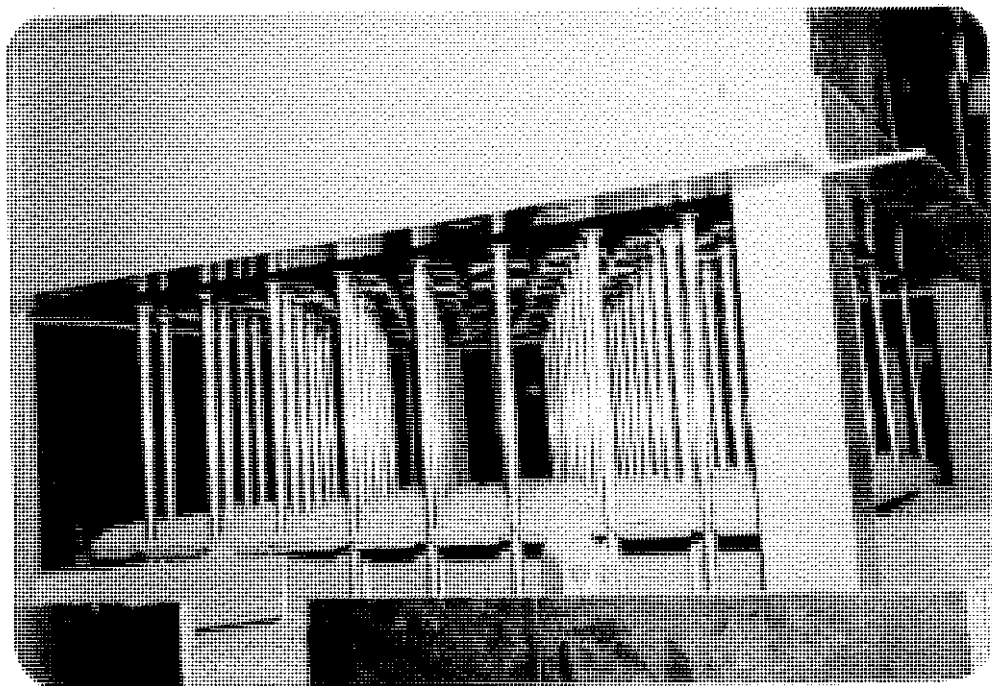
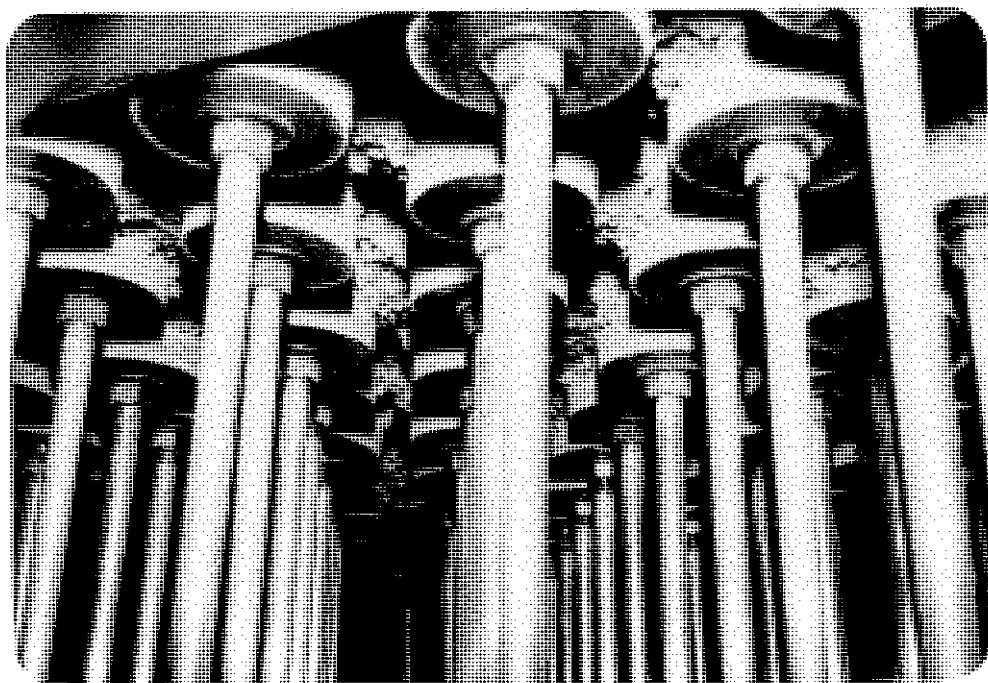


Foto nº 38 - Vista inferior da caixa de testes com o fundo móvel rebaixado durante um teste no qual ocorreu arqueamento do lastro granular.



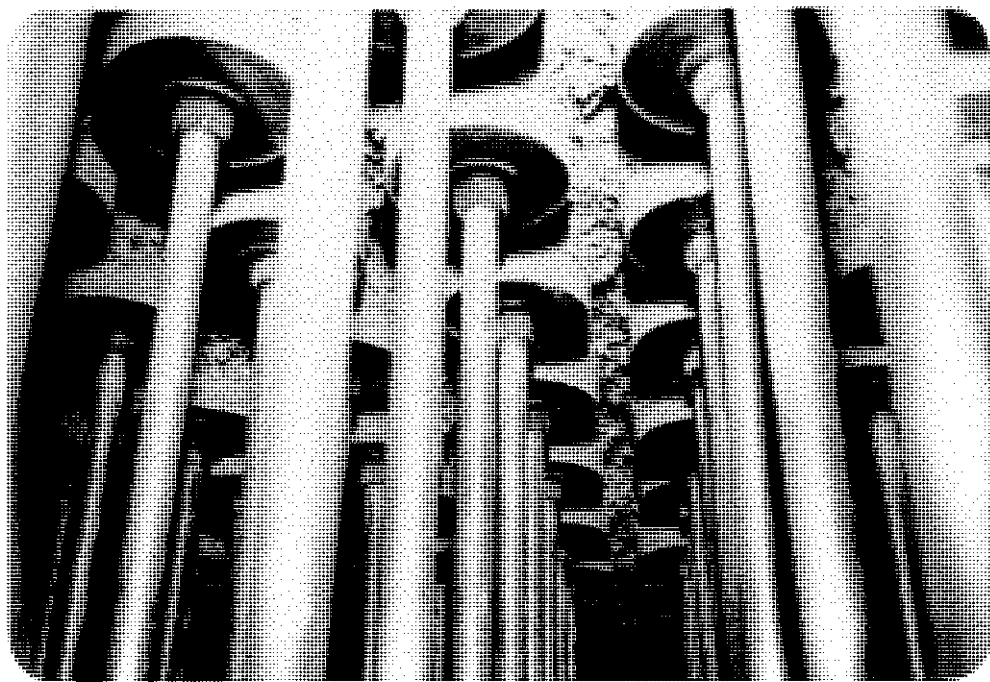


Foto nº 40 - Vista inferior da caixa de testes com o fundo móvel rebaixado durante um ensaio em que ocorreu arqueamento do lastro granular.



Foto nº 41 - Vista inferior da caixa de testes com o fundo móvel rebaixado durante um ensaio em que ocorreu arqueamento do lastro granular.

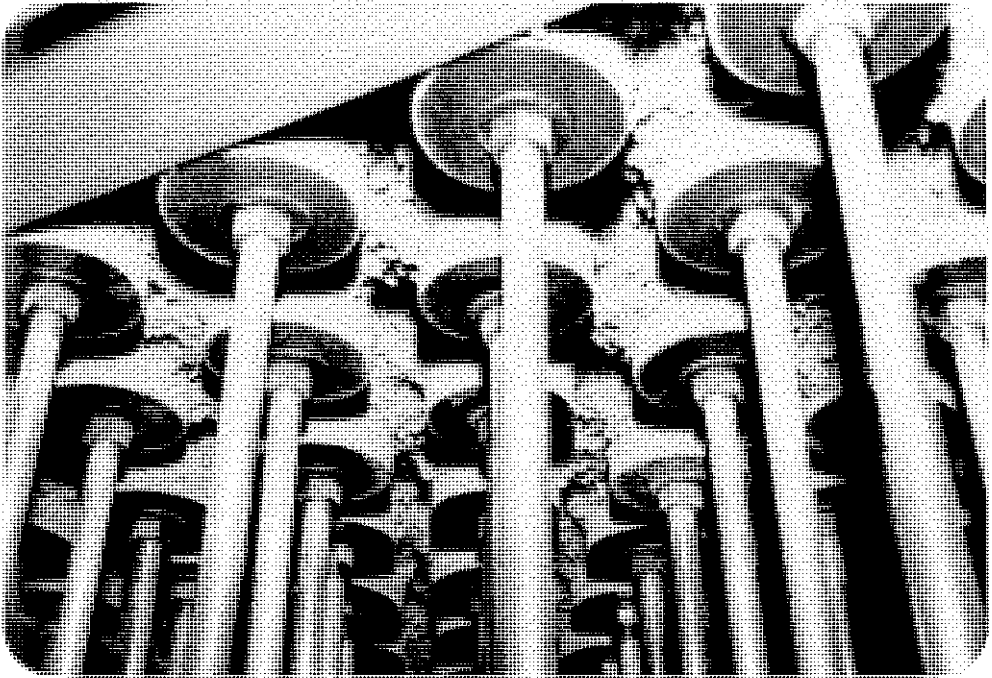


Foto nº 42 - Vista inferior da caixa de testes com o fundo móvel rebaixado durante um ensaio no qual ocorreu arqueamento do lastro granular.

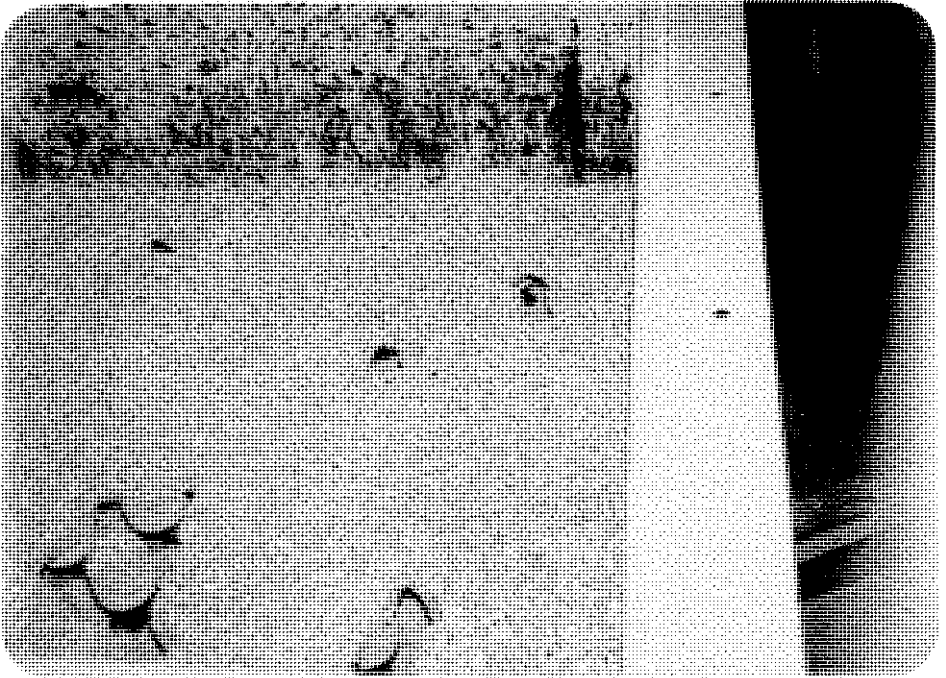


Foto nº 43 - Detalhe de ruptura parcial do lastro granular.

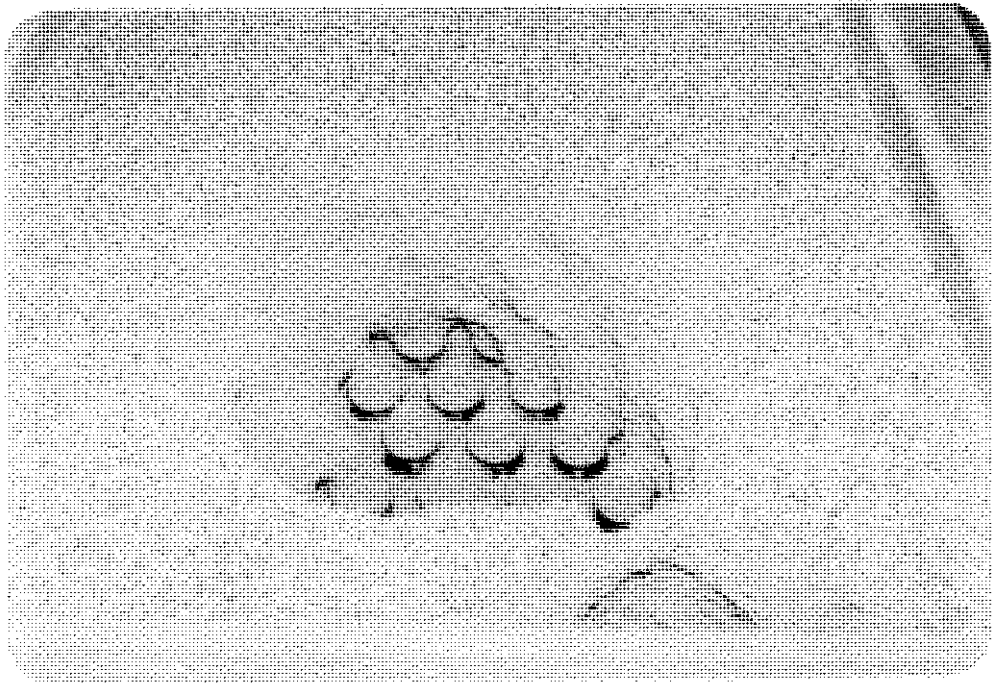


Foto nº 44 - Detalhe de ruptura parcial do lastro granular.

IV.2.3.2 - Análise dos Resultados

Para facilidade de análise, os resultados apresentados no item anterior foram agrupados em uma série de gráficos com a finalidade de se destacar, em cada um deles, uma certa tendência.

Os resultados obtidos salientaram a influência significativa da compacidade na estabilidade do lastro de material granular. Os gráficos peso específico aparente (γ_c) versus altura do lastro (h_c) para os testes em diferentes raios de capitêis (r) e carregamento aplicado (q) apresentados nas figuras de numeração (33) a (38) demonstram esta tendência. As curvas tracejadas apresentadas nestes gráficos delimitam as zonas de instabilidade das de estabilidade no conjunto dos ensaios. Conforme se verifica há uma tendência bastante nítida de que mantidas inalteradas as demais condições, as menores compacidades do lastro compactado exigem espessuras maiores para que seja mantida a estabilidade.

Os resultados obtidos também, destacaram a influência do carregamento aplicado na estabilidade da camada de lastro granular. Os gráficos altura do lastro versus a relação carga aplicada dividido pelo peso específico aparente do lastro granular vezes a altura ($\frac{q}{\gamma_c h_c}$), para diferentes raios de capitêis (r) e compacidades, apresentados nas figuras de numeração (39 a 41), salientaram esta tendência. Nestes gráficos, as curvas tracejadas definidas por pontos representativos de testes com igual compacidade caracterizam uma tendência estabilizadora do carregamento externo, isto é, em igualdade dos demais fatores, maiores carregamentos necessitam menores espessuras de lastro para a estabilidade.

Finalizando, os testes salientaram também uma relação inversa entre a altura necessária de lastro de brita(h_c) e o raio do capitel(r), isto é, menores capitéis necessitam maiores espessuras de lastro para estabilidade em igualdade dos demais fatores. Esta tendência ficou evidenciada nos diferentes grupos de testes com diferentes compacidades e carregamento externo aplicado (q) ver figuras 42 e 43.

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

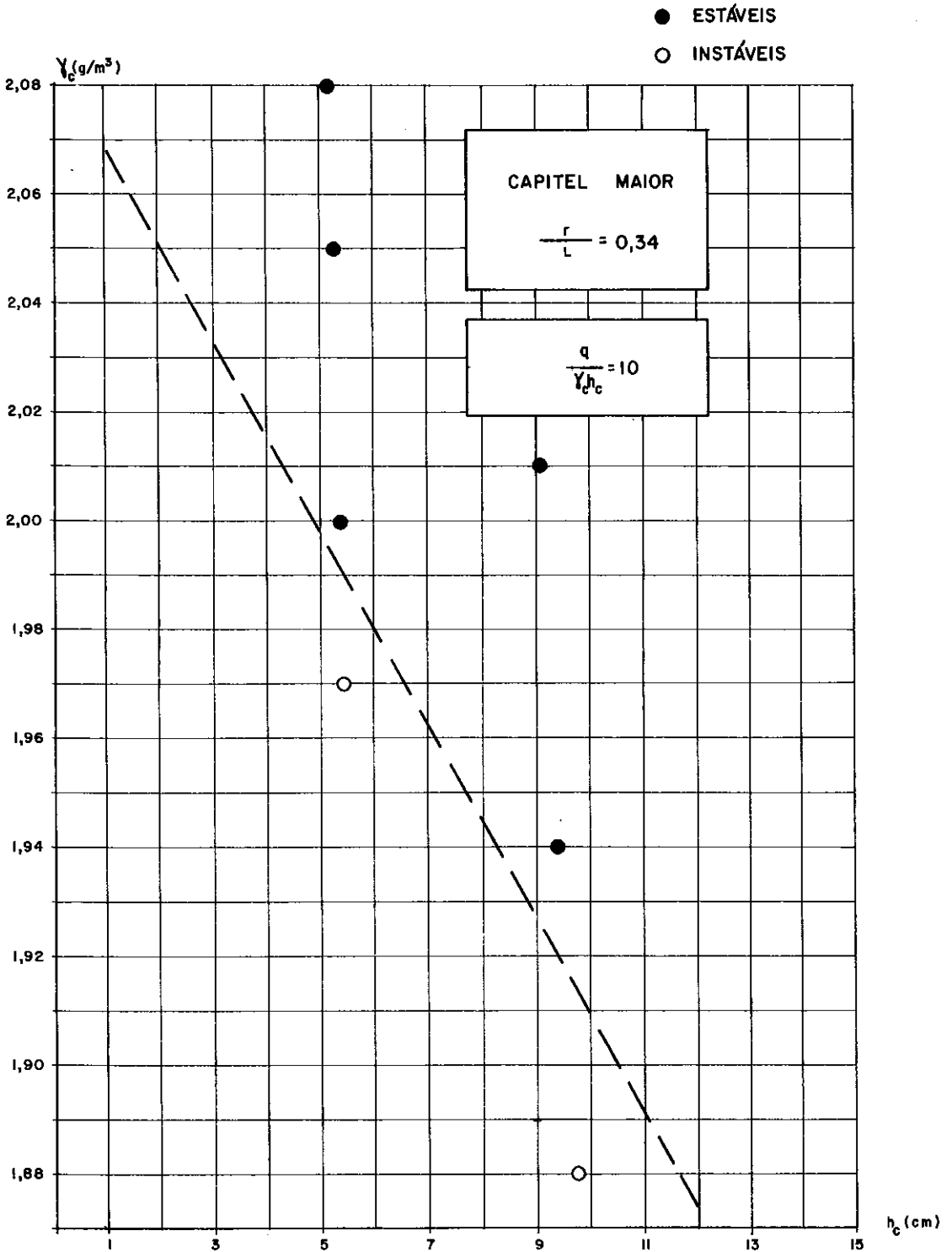


FIGURA 33

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO TRIDIMENSIONAL

CAPITEL INTERMEDIÁRIO
$\frac{r}{L} = 0,31$ $\frac{q}{\gamma h_0} = 10$

● ESTÁVEIS

○ INSTÁVEIS

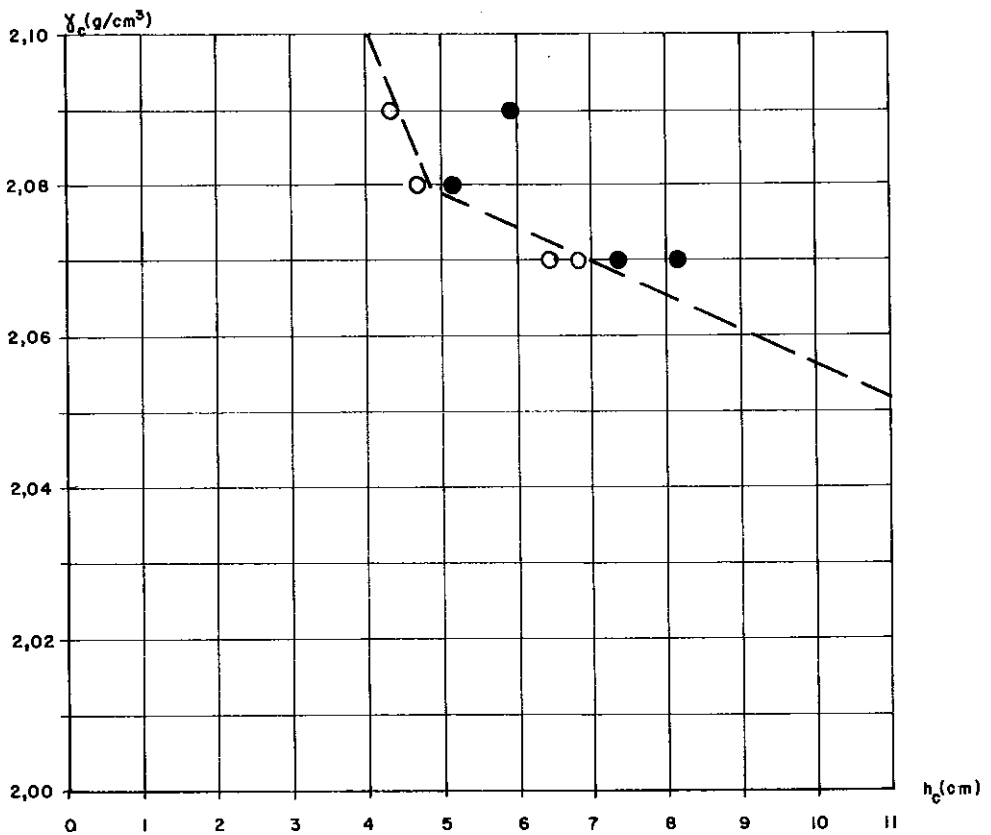


FIGURA 34

Peso específico aparente versus altura da lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO TRIDIMENSIONAL

CAPITEL	MENOR
$\frac{r}{L} = 0,27$	
$\frac{q}{\gamma_c h_c} = 10$	

● ESTÁVEIS

○ INSTÁVEIS

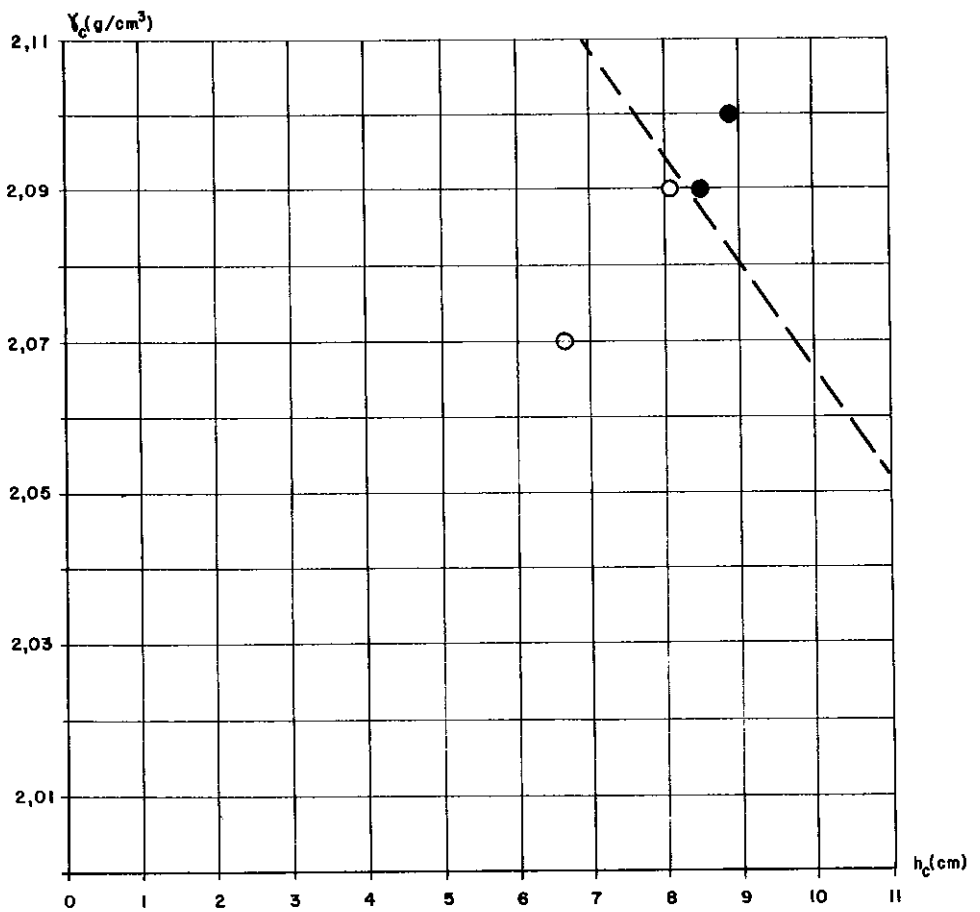


FIGURA 35

Peso específico aparente versus altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

CAPITEL MAIOR
$\frac{r}{L} = 0,34$
$\frac{q}{\gamma_c h_c} = 0$

● ESTÁVEIS

○ INSTÁVEIS

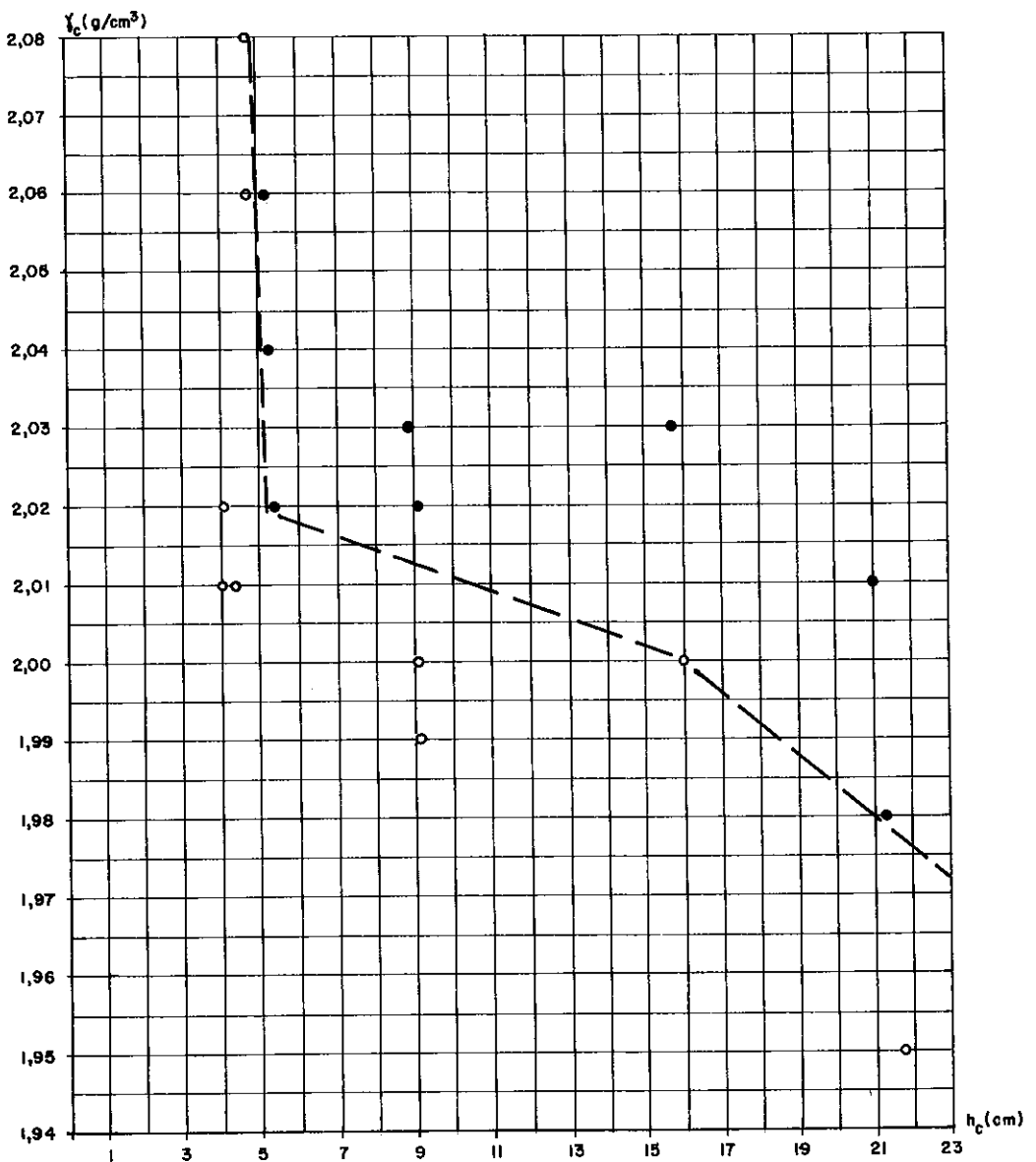


FIGURA 36

Peso específico aparente versus altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

CAPITEL	INTERMEDIÁRIO
$\frac{r}{L} = 0,31$	
$\frac{q}{\gamma_c h_c} = 0$	

● ESTÁVEIS

○ INSTÁVEIS

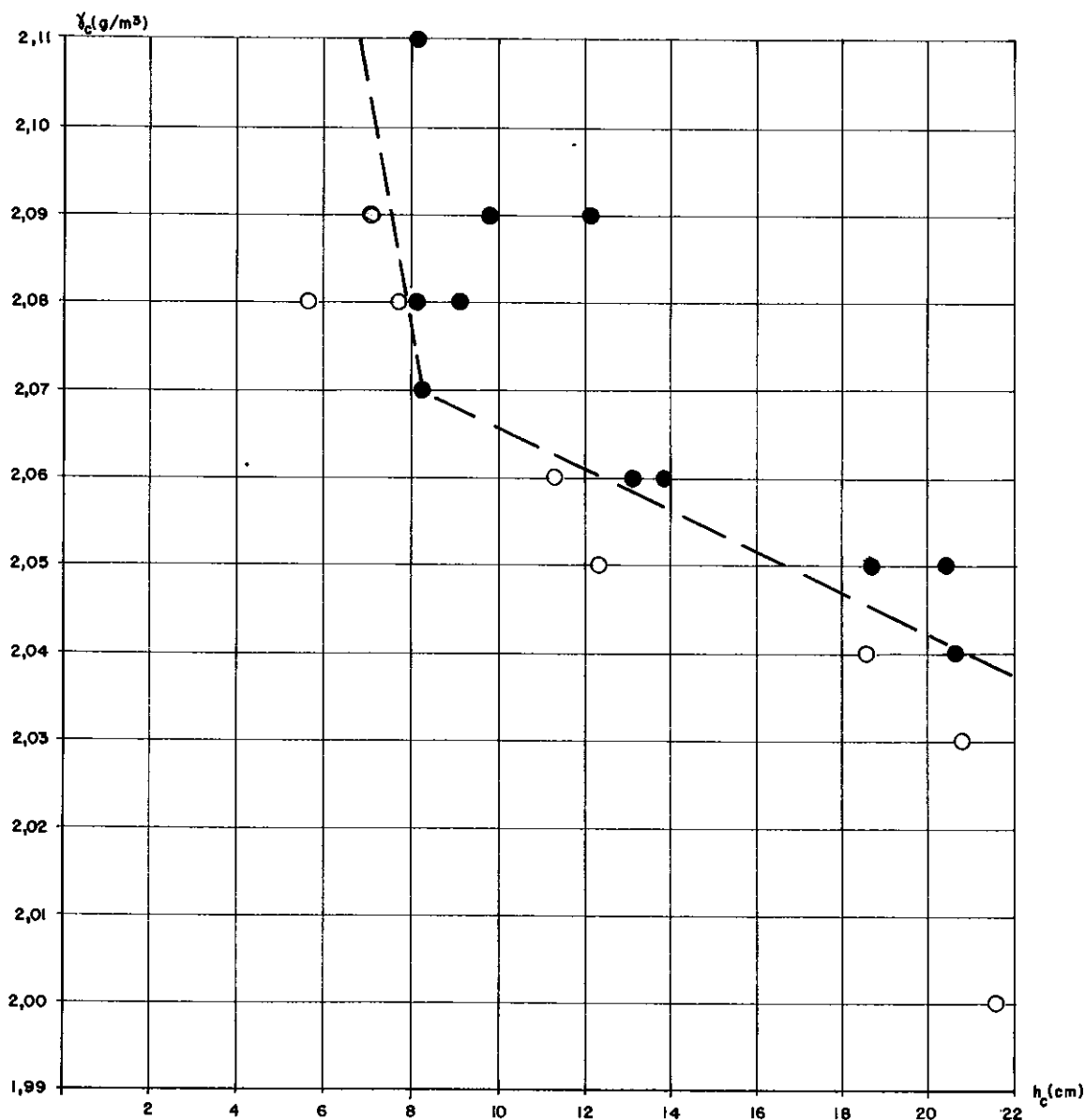


FIGURA 37

Peso específico aparente versus altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

CAPITEL MENOR
$\frac{r}{L} = 0,27$
$\frac{q}{\gamma_c h_c} = 0$

● ESTÁVEIS

○ INSTÁVEIS

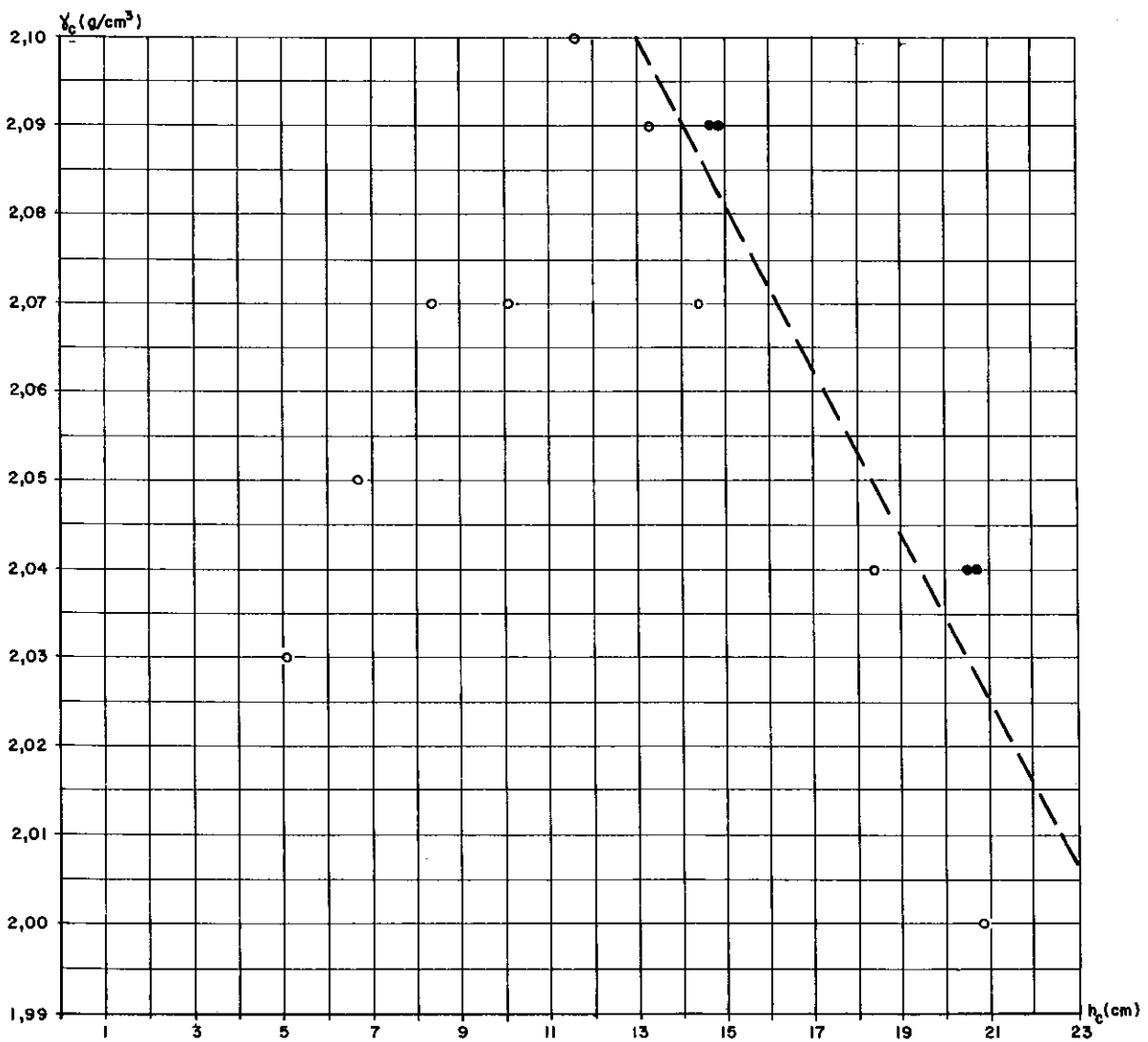


FIGURA 38

Peso específico aparente versus altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

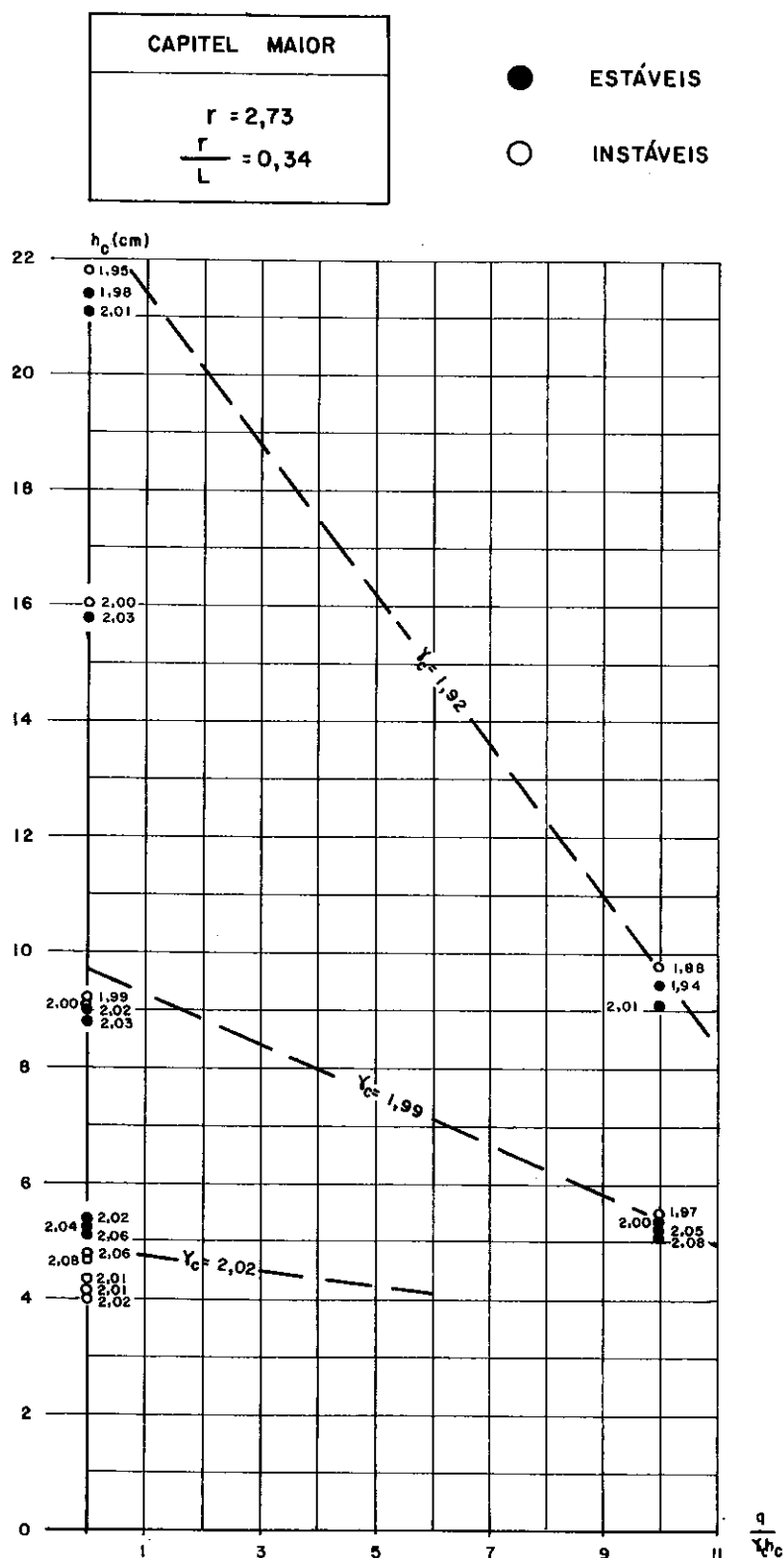


FIGURA 39

Altura do lastro granular versus carregamento externo aplicado dividido pelo peso específico aparente vezes a altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

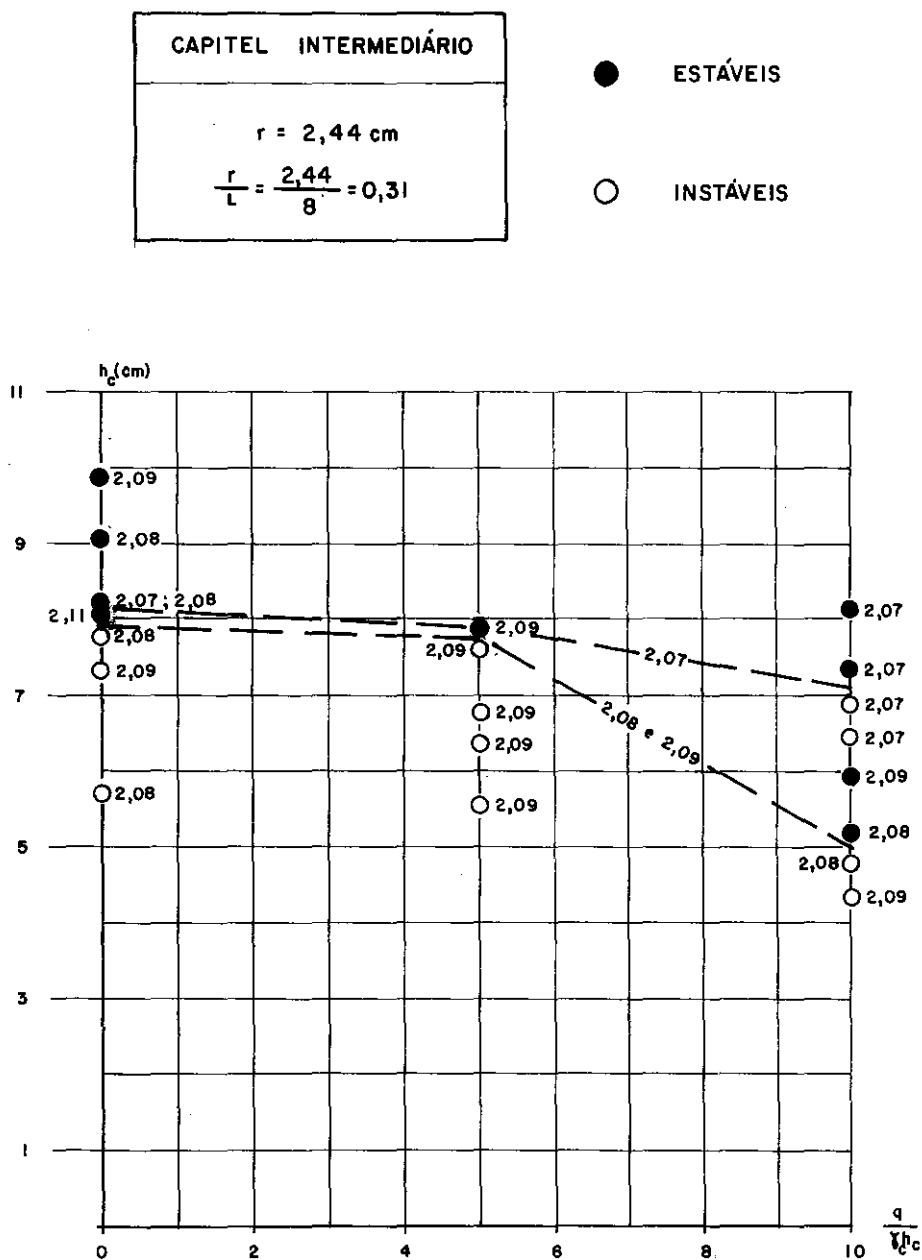
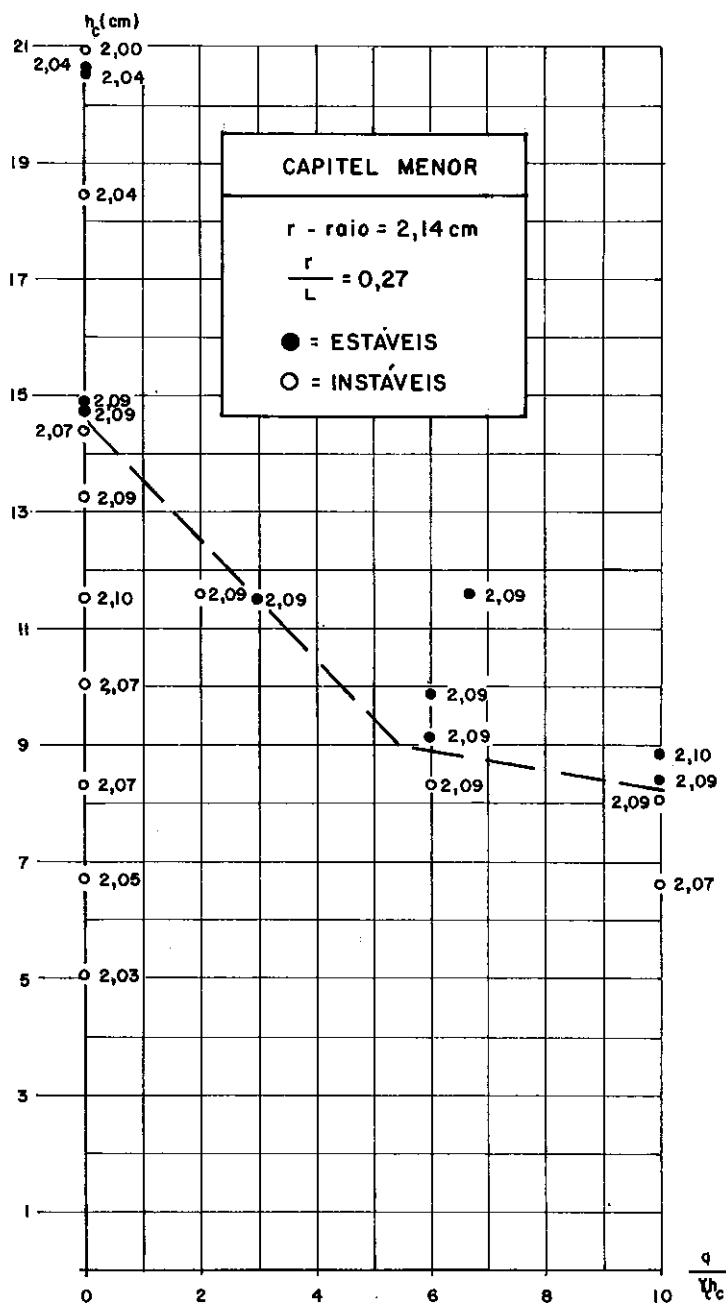


FIGURA 40

Altura do lastro granular versus carregamento externo aplicado dividido pelo peso específico aparente vezes a altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO
TRIDIMENSIONAL



F I G U R A 41

Altura do lastro granular versus carregamento externo aplicado dividido pelo peso específico aparente vezes a altura do lastro granular

RESULTADOS DOS ENSAIOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

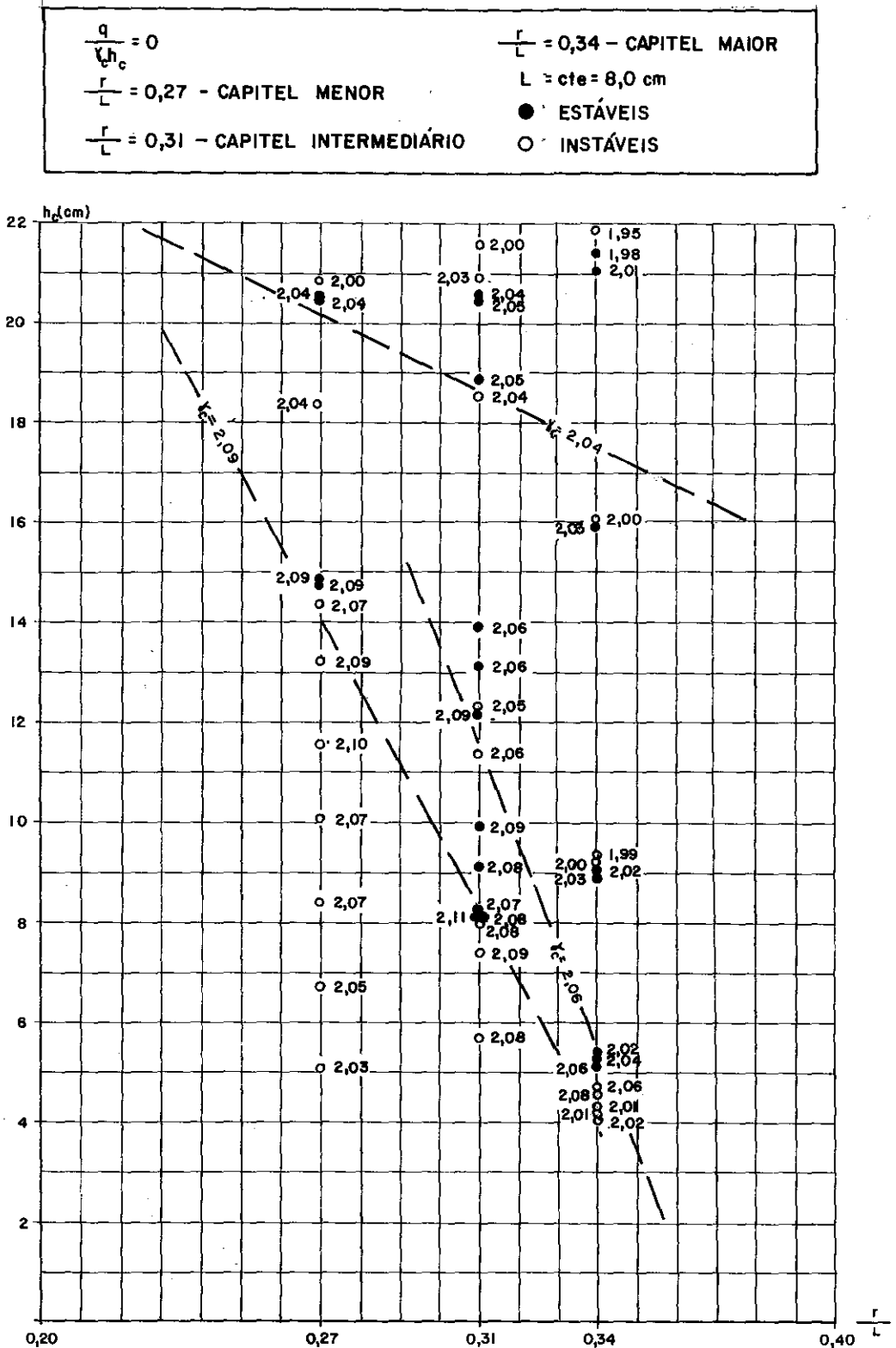


FIGURA 42

Altura do lastro granular versus raio do capitel dividido pela distância entre as estacas

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

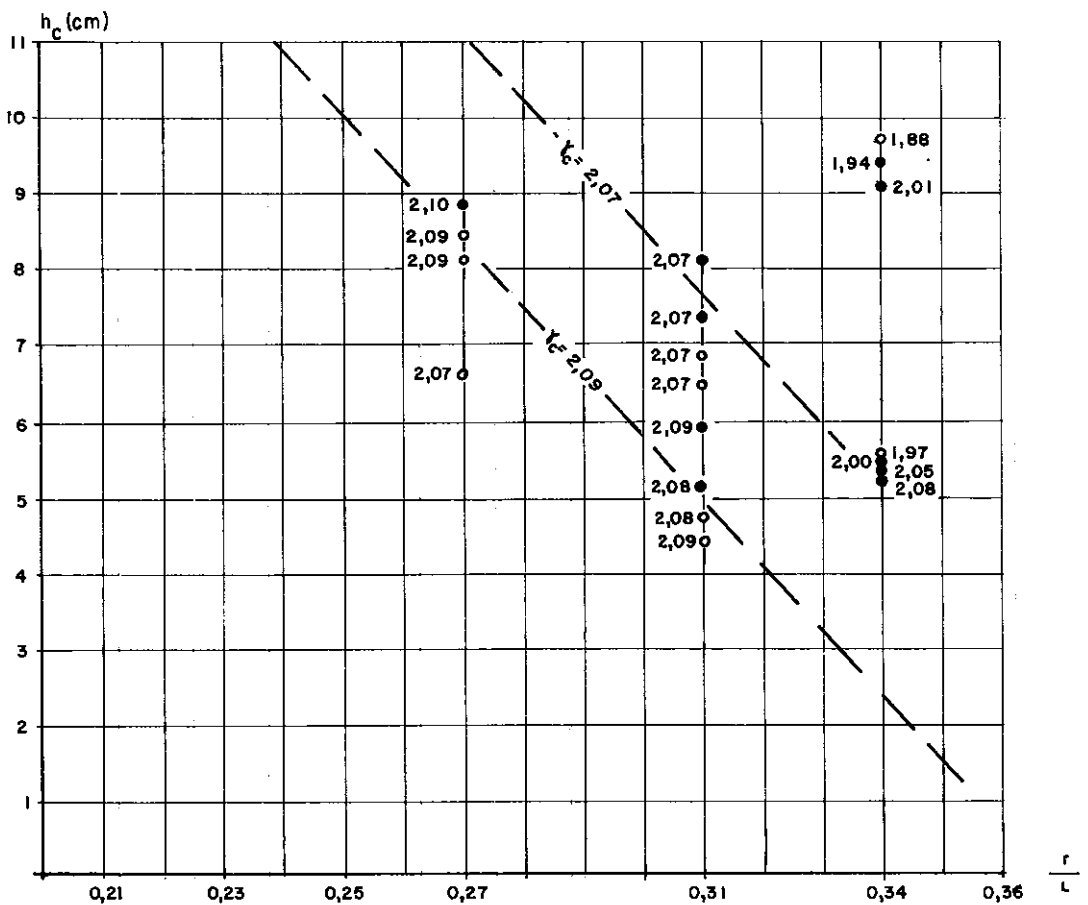
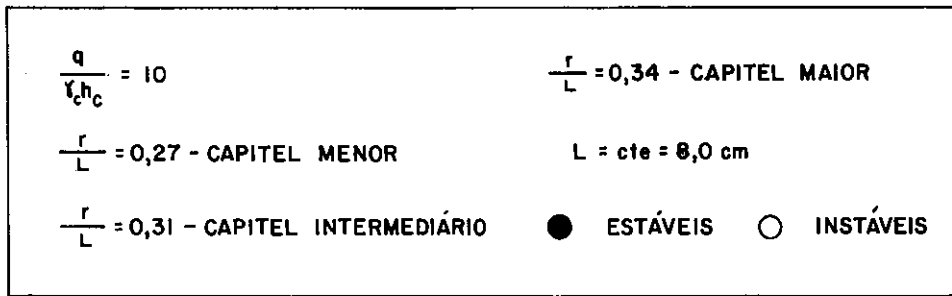


FIGURA 43

Altura do lastro granular versus raio do capitel dividido pela distância entre as estacas

CAPÍTULO V - COTEJAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM A METODOLOGIA EXISTENTE.

V.1 - Introdução

Neste capítulo compara-se os resultados obtidos nos modelos experimentais com a metodologia existente de dimensionamento.

V.2 - Análise dos testes efetuados nos modelos reduzidos bidimensionais.

V.2.1 - Análise através do ábaco da Swedish Road Board.

Na figura 44 apresentam-se plotados no ábaco citado, os resultados obtidos dos testes do modelo reduzido bidimensional efetuados nesta pesquisa. Como se verifica os pontos representativos dos testes situam-se indiferentemente abaixo e acima da curva, independente de ter-se conseguido ou não efeito de arqueamento no ensaio.

Um dos fatores de significativa influência que conduz a esta aparente incoerência é a compactidade do lastro, não levada em consideração neste ábaco com ficou bem evidenciado nos capítulos anteriores item IV.2.2.2, em que a compacidade tem um papel significativo neste tipo de projetos.

Outro fator não considerado no ábaco do Swedish Road Board é o tipo do material adotado para o lastro. Conforme se evidenciou nos testes, materiais com granulometria diversas tiveram comportamento quantitativamente diverso, vide item IV.2.2.2.

V.2.2 - Análise através da metodologia da G. H. Engenharia.

Nas figuras 45 e 46 apresentaram-se plotados os resultados dos testes no modelo reduzido bidimensional em gráfico fator de segurança(FS) calculado pela metodologia da G.H. Engenharia versus altura do lastro(h_c)dividido pelo vão livre(b). No primeiro gráfico para o cálculo do fator de segurança foi considerado o ângulo de atrito mobilizado (ϕ) igual a 37° , correspondente ao obtido no teste de ângulo de repouso do material. No segundo gráfico o ângulo de atrito mobilizado adotado foi de 56° , obtido nos ensaios de cisalhamento direto com peso específico aparente(γ_c) do material igual a $2,00\text{g/cm}^3$.

Como se verifica não existe correspondência direta entre o fator de segurança calculado e o efeito de arqueamento. No gráfico, os pontos alternam-se entre a instabilidade e a estabilidade independente do fator de segurança calculado.

Uma das possíveis causas desta incoerência apresenta-se na incorreta consideração do estado de tensões atuante no lastro, considerado no repouso, no cálculo do fator de segurança, independente do real estado de tensões atuante.

V.2.3 - Análise através da metodologia de Enio Ivan Bock

Esta metodologia não foi utilizada na análise dos testes bidimensionais pois, nestes testes não se aplicou carregamento externo e esta metodologia é aplicável unicamente para análise de situações com carregamento externo.

V.3 - Análise dos testes efetuados no modelo tridimensional.

V.3.1 - Análise através do ábaco da Swedish Road Board

Na figura 47 apresentam-se plotados no ábaco citado os resultados obtidos nos testes tridimensionais sem aplicação de carregamento. Os testes com aplicação de carga externa não podem ser analisados por esta metodologia, que não considera esta possibilidade.

Similarmente aos testes bidimensionais os resultados dos testes tridimensionais não apresentaram comportamento que pudesse ratificar na forma em que foi apresentado o uso direto deste ábaco. A influência da compacidade nos testes tridimensionais também ficou bastante caracterizado. As curvas tracejadas definidas por pontos representativos de testes com igual compacidade (igual peso específico) é uma tentativa de isolar-se este efeito.

Outro fator não considerado neste ábaco, também de importante significação, é o tipo de solicitação; se bidimensional ou tridimensional.

V.3.2 - Análise através da metodologia da G. H. Engenharia

Nas figuras 48 e 49 apresentam-se plotados os resultados dos testes tridimensional num gráfico fator de segurança(FS) calculado pela metodologia da G. H. Engenharia versus altura do lastro(h_c)dividido pelo raio do capitel(r). Similarmente à análise dos testes efetuados no modelo reduzido bidimensional, num primeiro gráfico para o cálculo do fator de segurança, foi considerado o ângulo de atrito mobilizado (ϕ) igual a 37° , correspondente ao valor obtido no teste de ângulo de repouso do material. Num segundo gráfico, o ângulo

de atrito mobilizado adotado foi de 56° , valor obtido nos ensaios de cisalhamento direto com peso específico aparente (γ_c) do material igual a $2,00\text{g/cm}^3$. Como se verifica similarmen- te aos testes bidimensionais, também não existe nestes tes- tes correspondência direta entre o fator de segurança calcu- lado e a altura crítica em que se verifica o arqueamento do lastro granular.

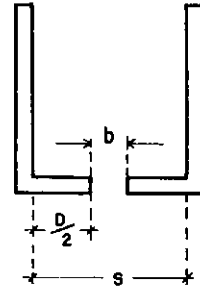
Esta metodologia também não diferencia o tipo de solicitação se bidimensional ou tridimensional.

V.3.3 - Análise através da metodologia de Enio Ivan Bock

Na figura 50 apresentam-se plotados os resultados dos testes tridimensionais em gráfico tensão cisalhante atu- ante no plano de puncionamento(τ) calculado pela metodolo- gia de E.I.Bock versus altura do lastro(h_c)dividido pelo raio de capitel(r) para os ensaios com carregamento.

Conforme evidenciado no gráfico, somente a análise das tensões cisalhantes calculadas por esta metodologia é in- suficiente para prever a instabilidade ou estabilidade de um dado teste.

PENEIRAS	MODELO BIDIMENSIONAL			
	MENOR		MAIOR	
	ESTÁVEL	INSTÁVEL	ESTÁVEL	INSTÁVEL
$\emptyset < \# 4$	●	○	■	□
$\emptyset < \# 16$	◆	◇	—	—
$\emptyset < \# 10$	▲	△	▼	▽
$\# 100 \leq \emptyset < \# 4$	►	▷	◄	◁
\emptyset DIÂMETRO DA PARTÍCULA $\#$ PENEIRA				



MODELO BIDIMENSIONAL	S	$\frac{D}{2}$	D	$\frac{S}{D}$	$(\frac{S}{D})^2$
MENOR	9,96	3,88	7,76	1,28	1,64
MAIOR	15,39	5,90	11,80	1,30	1,69

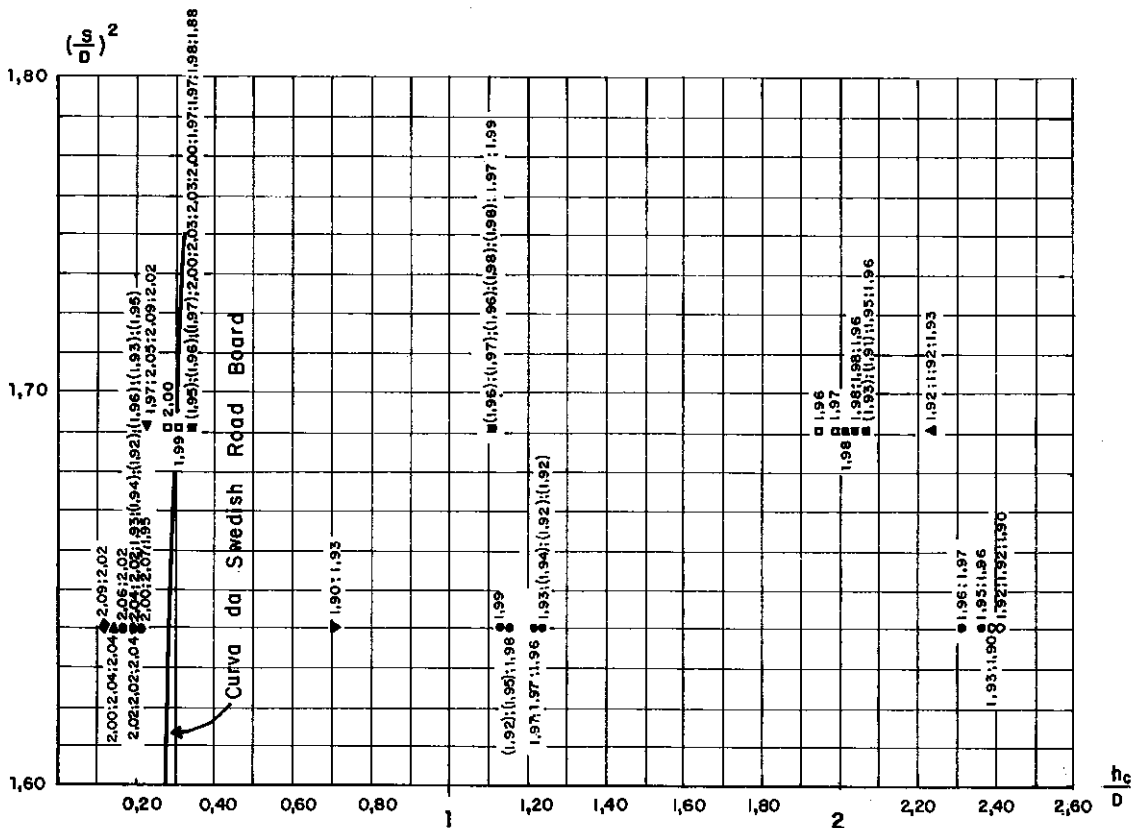


FIGURA 44

Gráfico da Swedish Road Board

Obs:

Os valores que seguem o símbolo representam o peso específico do lastro granular do ensaio.

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NOS MODELOS REDUZIDOS BIDIMENSIONAL

$$\phi = 37^\circ$$

PENEIRAS	CAPITEL MENOR		CAPITEL MAIOR	
	ESTÁVEL	INSTÁVEL	ESTÁVEL	INSTÁVEL
# 10 > ϕ	▲	△	▽	▽
# 16 > ϕ	◆	◇	—	—
# 4 > ϕ > # 100	▶	▷	◀	◁
# 4 > ϕ	■	□	●	○

ϕ = DIÂMETRO DA PARTÍCULA

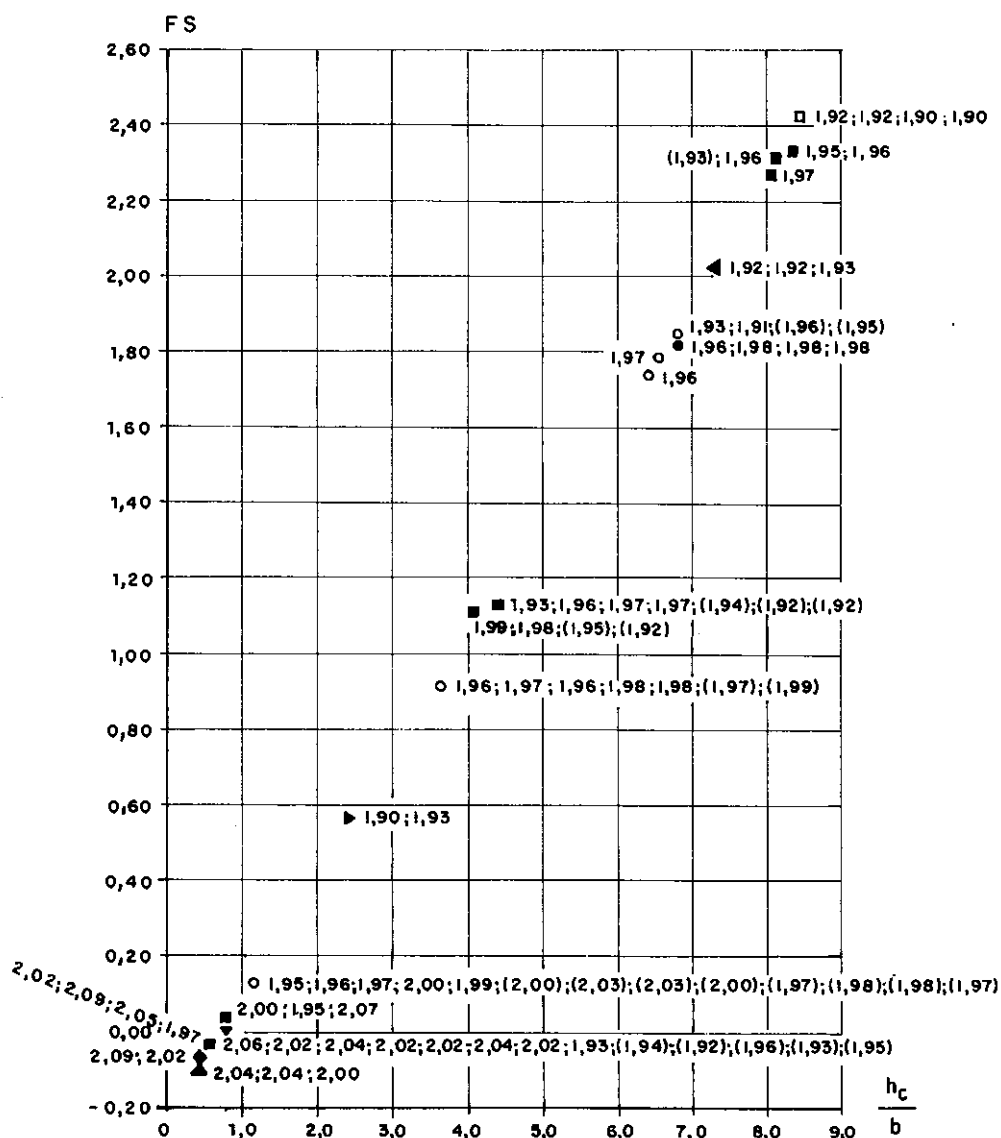


FIGURA 45

Fator de segurança calculado pela metodologia da G.H. Engenharia versus altura do lastra dividido pela abertura da vão livre

RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

	$\frac{S}{D}$	$(\frac{S}{D})^2$
a) CAPITEL MAIOR	1,47	2,15
b) CAPITEL MENOR	1,87	3,51
c) CAPITEL INTERMEDIÁRIO	1,64	2,70
● ESTÁVEL ○ INSTÁVEL		

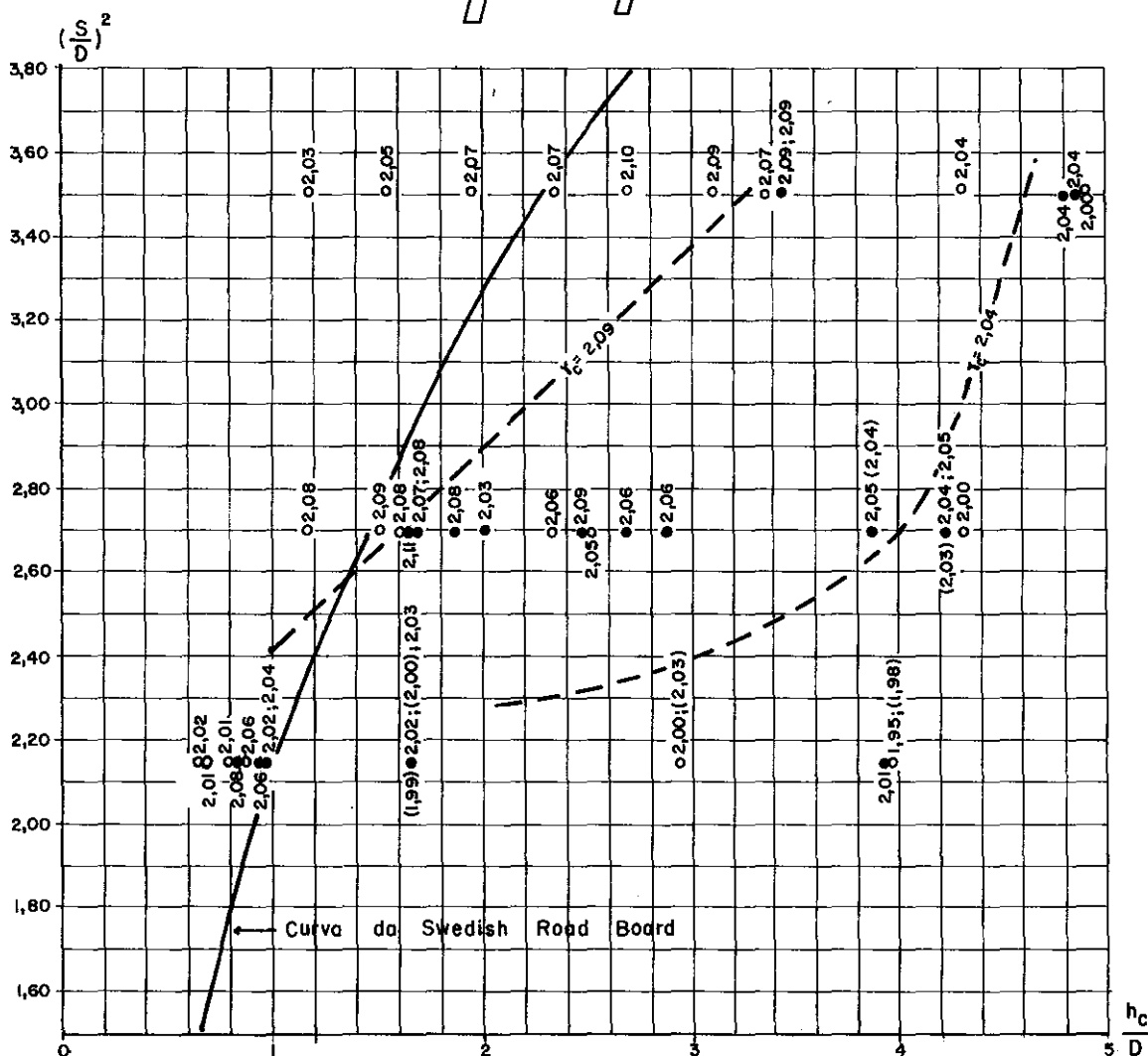
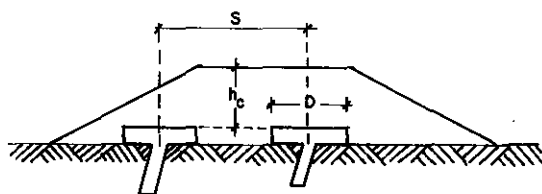


FIGURA 47

Gráfico da Swedish Road Board.

RESULTADOS DOS ENSAIOS NO MODELO REDUZIDO
TRIDIMENSIONAL
 $\phi = 37^\circ$

	DIMENSÕES (cm)	ESTÁVEL	INSTÁVEL
CAPITEL MENOR	2,14	●	○
CAPITEL INTERMEDIÁRIO	2,44	■	□
CAPITEL MAIOR	2,73	▲	△

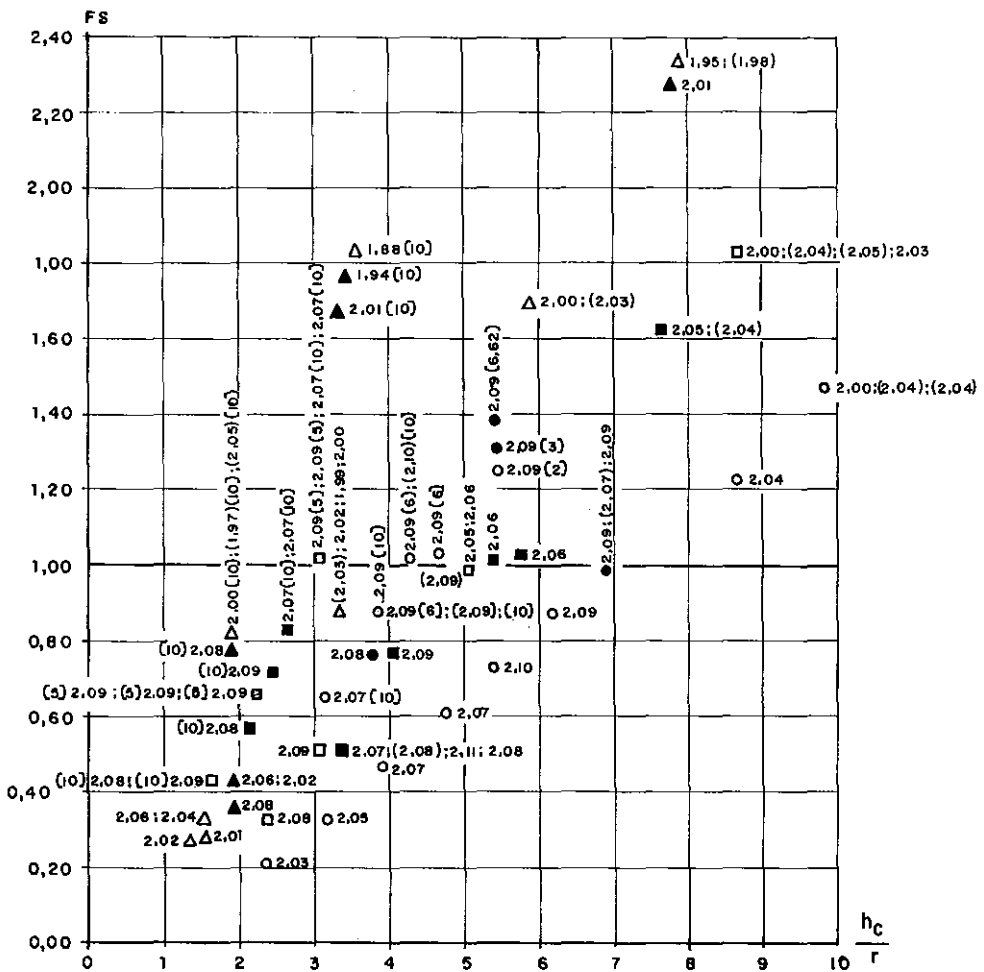


FIGURA 48

Gráfico fator de segurança calculado pela metodologia da G. H. Engenharia versus altura da lastro dividido pelo raio do capital

RESULTADOS DOS ENSAIOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

$$\phi = 56^\circ$$

	DIMENSÕES RAIO (cm)	ESTÁVEL	INSTÁVEL
CAPITEL MENOR	2,14	●	○
CAPITEL INTERMEDIÁRIO	2,44	■	□
CAPITEL MAIOR	2,73	▲	△

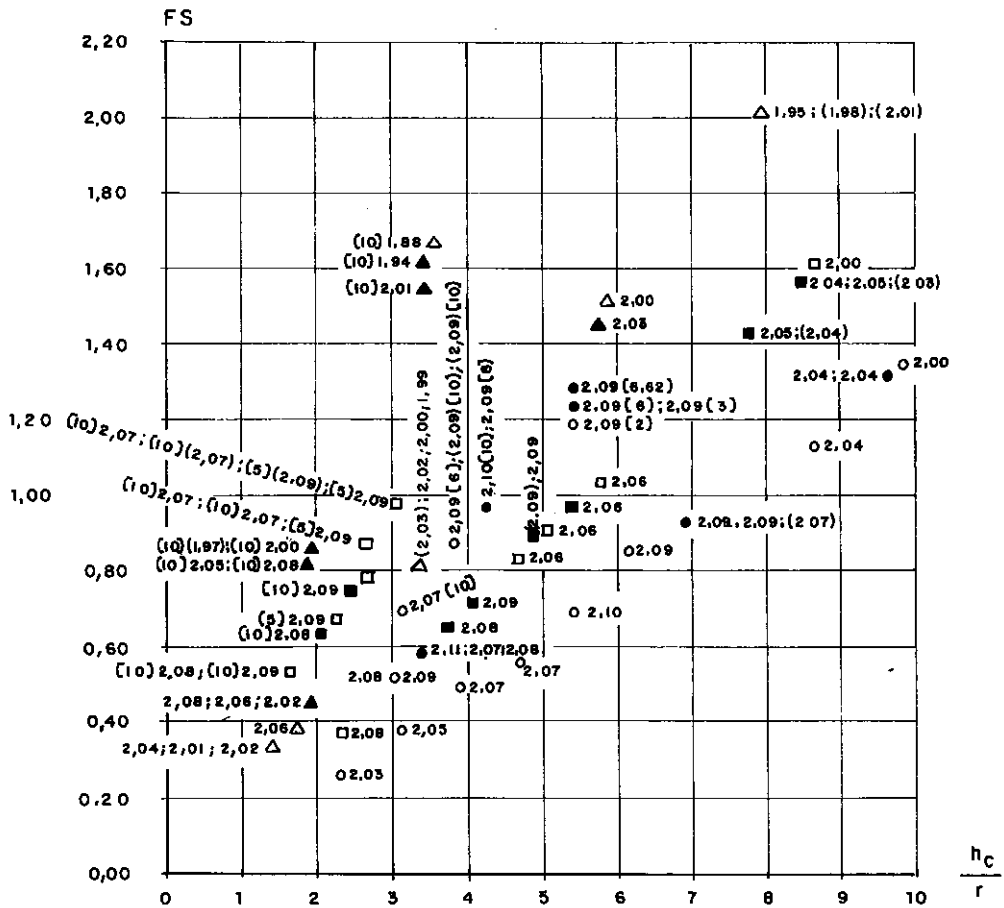


FIGURA 49

Gráfico fator de segurança calculado pela metodologia da G.H. Engenharia versus altura do lastro dividido pelo raio do capitel

Obs: Os pontos representativos de ensaio com aplicação de carga apresentam os valores de $(\frac{q}{r h_c})$ entre chave []

RESULTADOS DOS ENSAIOS NO MODELO REDUZIDO TRIDIMENSIONAL

	DIMENSÕES RAIO (cm)	ESTÁVEL	INSTÁVEL
CAPITEL MENOR	2,14	●	○
CAPITEL INTERMEDIÁRIO	2,44	■	□
CAPITEL MAIOR	2,73	▲	▽

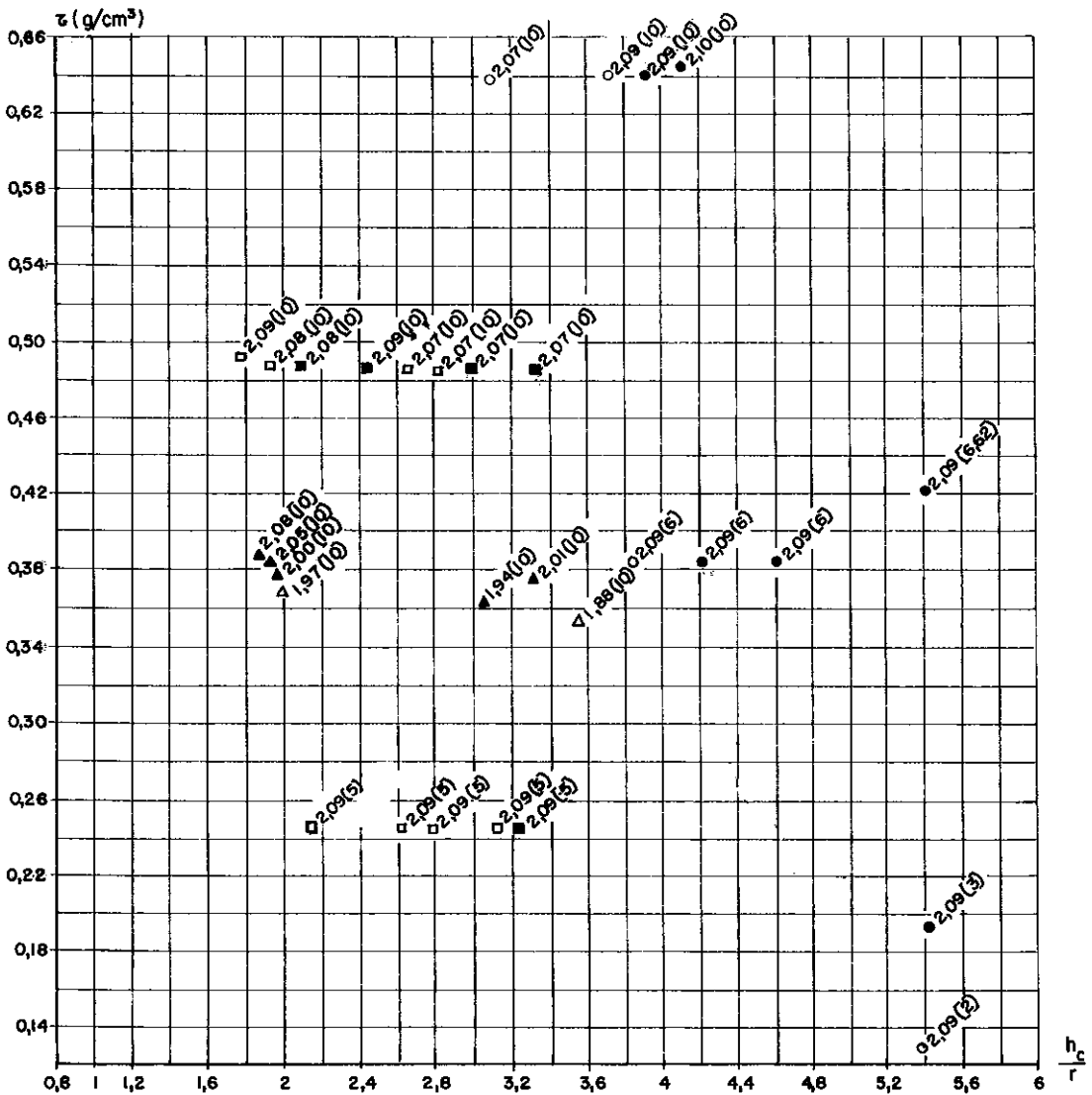


FIGURA 50

Gráfico tensão cisalhante (τ) calculado pela metodologia de E.I.Bock versus altura do lastro granular dividida pelo raio do capitel

CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES FINAIS

Os testes efetuados com o material britado permitiram as seguintes conclusões:

- a) É muito significativa a influência da compacidade na estabilidade do lastro granular.
- b) Os testes salientaram que o carregamento externo aplicado ao lastro é um fator estabilizante.
- c) Nos testes com o modelo bidimensional constatou-se a influência da granulometria na estabilidade do lastro granular.
- d) Nos testes com o modelo bidimensional não se verificou a influência sensível do fator escala.
- e) É quantitativamente diferente o comportamento bidimensional do comportamento tridimensional.
- f) Nos estudos efetuados com as areias de Itaipuaçu e Ipanema, com grãos de grande esfericidade não se conseguiu em nenhum dos testes o efeito de arqueamento do lastro granular.

CAPÍTULO VII - SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

Como sugestões para novas pesquisas destacam-se os seguintes pontos:

- 1 - Estudo da influência das pressões horizontais oriundas da compactação na estabilidade da camada de lastro granular através da instalação de células de pressões nas laterais do modelo reduzido.
- 2 - Execução de um número maior de ensaios com o mesmo material e materiais diversos, com e sem aplicação do carregamento, alterando o espaçamento entre estacas e diâmetro de capitéis, além de testes utilizando a disposição quadrada para o estaqueamento. Estes dados complementares seriam utilizados na elaboração de ábacos (gráficos) para o dimensionamento de lastro granular bem como permitiriam também uma melhor compreensão do comportamento de tais estruturas.

- BIBLIOGRAFIA CITADA NO TEXTO

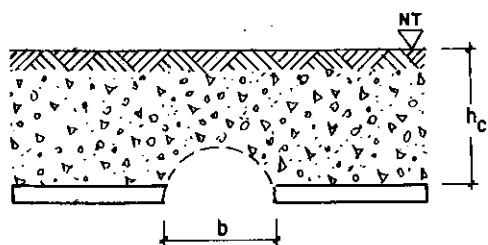
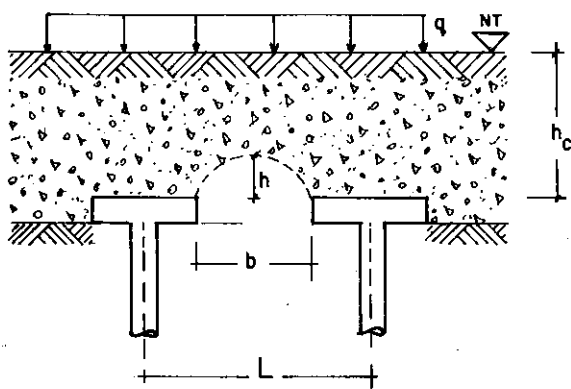
- 1 - BROMS B.B. - Report 6 - Stability of Foundation on Soft Clay International Symposium on Soft Clay - Bangkok, Thailand - pp. 36-39(1977).
- 2 - BOCK E. I. - Base de Fundação de Lastro sobre Capitéis. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Olinda/Recife - Brasil, vol. II - 1982.
- 3 - MOTTA F. V. - Curso de Teoria de Semelhança, editora da URGs, Porto Alegre, 1972.
- 4 - MITCHELL J. K. - In - Place Treatment of Foundation Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, January-1970, pp. 73-110.
- 5 - SZÉCHY K. - The Art of Tunnelling, pp. 213-215, 1966.
- 6 - TERZAGHI K., PECK. R. B. Arching in Soils - Soil Mechanics in Engineering Pratice, pp.267,1948.
- 7 - TERZAGHI K. - Arching in ideal Soil. Theoretical Soil Mechanics, pp. 66-76, 1943.
- 8 - Relatórios Técnico e Memórias de Cálculo do Projeto do Pátio de Estocagem de Minérios da COSIPA-SP, fornecido pela G.H. Engenharia.

- BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- CARNEIRO B.L.L.F. - Galilée - Fondateur de la Resistance des Matériaux, Bulletin RILEM n° 27, Paris, 1965.
- CARNEIRO B.L.L.F. - Alguns aspectos da análise dimensional aplicada à teoria e a experimentação de plataforma "Offshore", Simpósio Internacional de Engenharia Offshore, Rio de Janeiro, 1981-Brasil.
- KÉRISEL J. - Le Language des Modèles en Mécanique des Sols, 5º Congresso Europeu de Mecânica del Suelo y Cimentaciones - 1972.
- MACHADO, OCTÁVIO V.B. FILHO - Estudo das Fundações de dois Aterros Experimentais sobre Argila Mole no Município de Itaguaí-RJ-Tese de M.Sc.-PUC-1978.
- MC KENNA, J.M., EYRE, W.A., WOLSTENHOLMF, D.R.-Performance of on Embankment Supported by Stone Coluns in Soft Ground.
- PETRUCCI E.G.R. - Concreto de Cimento Portland, Agregados Miudos, pp. 49-69(1982).
- ROCHA M. - As Perspectivas de Resolução de Problemas de Mecânica dos Solos com auxílio de Modelos, LNEC, publicação n° 77, Lisboa, 1955.
- ROCHA M., BORGES F.J.A. - Utilização de modelos no dimensionamento das estruturas, aplicações diversas, LNEC, memória n° 92, Lisboa, 1956.

- ROCHA M. - Conditions de similitude dans l'étude sur Modèles de problème de Mécanique du Sol, LNEC, publication n° 35, Lisboa, 1955.
- ROCHA M. - Dimensionement experimental des constructions; Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Février, 1956.
- ROCHA M. - O estudo de estruturas sobre Modelo em Portugal, LNEC, publicação n° 84, Lisboa, 1956.
- ROCHA M. - Vista geral sobre o estado presente do método experimental de dimensionamento das Estruturas, LNEC, publicação n° 52, Lisboa, 1954.
- ROCHA M. - Dimensionamento experimental das estruturas, LNEC, publicação n° 21, Lisboa, 1952.
- ROCHA M. - ROCHA M. - The possibility of solving Soil Mechanics problems by the use of Models, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - London - Vol.I, 1957.
- ROBERTS D.V. - Foundation for Cylindrical Storage Tanks- 5° ICSMFE - Vol. I, 1961.
- SEDOV L. - Similitude et Dimensions en Mécanique. Editions MIR, Moscou, 1977.

- LISTA DE SÍMBOLOS E CONVENÇÃO:



h - altura de material que cai;

h_c - altura do lastro de material granular;

q - carregamento externo;

L - espaçamento entre estacas no modelo tridimensional;

b - vão livre no modelo bidimensional e tridimensional;

γ_c - peso específico aparente do lastro de material granular;

ϕ - ângulo de atrito do lastro;

σ - tensão normal;

τ - tensão cisalhante;

- peneira;

D - diâmetro das partículas.

Os valores entre parênteses(), representam critério contrário à convenção adotada e entre chave [] o valor da relação $\frac{q}{\gamma_{hc}}$ utilizado no ensaio. Por exemplo:

convenção:

- Ensaio estável
- (2.08) [10]. Esta representação significa que o ensaio foi instável com γ_c (peso específico aparente) igual a 2.08 e a relação $\frac{q}{\gamma_{hc}}$ foi de 10.

APÊNDICE - INTRODUÇÃO À TEORIA DA SEMELHANÇA(Transcrição de parte do texto apresentado sobre o assunto por Motta(3).

"1. - INTRODUÇÃO À TEORIA DA SEMELHANÇA"

"A teoria da semelhança é o conjunto dos princípios a serem obedecidos a fim de projetar, construir, operar e interpretar os sistemas (modelos) a partir dos quais se deseja prever o comportamento de outros sistemas(protótipos). Tal teoria comporta dois outros objetivos além do já citado:"

- "a) estabelecer as relações de transferência entre modelos e protótipos;
- b) estabelecer o tipo de relação entre as diversas grandezas intervenientes em qualquer fenômeno físico, a fim de poder pesquisar sistematicamente os dados mais significativos".

"O método de previsão por meio de modelos físicos também apresenta limitações. Simplesmente não se pode pensar em recurso a modelo enquanto não se identificam claramente as grandezas que intervêm no fenômeno físico de que depende a previsão a ser feita. Em outros casos constata-se que o modelo deveria obedecer a condições incompatíveis entre si. Há também casos em que a simples redução das dimensões geométricas faz aparecer forças que não se manifestam no sistema cujo comportamento se quer prever. Em certos fenômenos, como o transporte de vasa em estuários, torna-se impossível assegurar que a lei que rege o fenômeno no modelo, seja a mesma que vigora no protótipo. Finalmente, existem casos em que o tamanho do protótipo e a necessidade de permanecer acima de certos limites inferiores nas escalas de redução nos fazem recair em quase todos os inconvenientes do método empírico".

"Compreende-se, pelas considerações já expostas, que a formulação da Teoria da Semelhança exige bom conhecimento da natureza das grandezas físicas e das relações de dependência que existem entre elas. Em consequência, a Teoria da Semelhança se fundamenta na análise dimensional que nos ensina a exprimir as diferentes grandezas em função de certo número de outras tomadas como fundamentais".

"As diversas grandezas físicas podem se exprimir em termos de grandezas consideradas como fundamentais, por exemplo, a área como produto de dois comprimentos e a velocidade como quociente entre um comprimento e um tempo. Dá-se o qualificativo de puramente mecânicas às grandezas que se podem exprimir em função de apenas três grandezas fundamentais: massa(M), comprimento(L) e tempo(T) ou força(F), comprimento(L) e tempo(T). Algumas grandezas, que intervêm nos fenômenos comportando trocas de quantidades de calor, os fenômenos ditos térmicos, necessitam de uma quarta grandeza fundamental. Fato análogo ocorre com certas grandezas a considerar fenômenos elétricos".

"As grandezas, que necessitam de três grandezas fundamentais para serem caracterizadas qualitativamente, são expressas em termos de massa(M), comprimento(L) e tempo(T). Poder-se-ia, porém, escolher três outras grandezas fundamentais por exemplo, volume, tensão e potência, desde que se introduza na combinação um número suficiente(3) de quantidades independentes. Geralmente, se prefere adotar como grandezas fundamentais, a massa, o comprimento e o tempo, pelas seguintes razões:

- a) são mais fáceis de medir diretamente;
- b) são mais familiares à vida quotidiana;
- c) conduzem a expressões algébricas mais simples".

"Por sua vez, a vantagem da massa sobre a força, como grandeza fundamental, reside em ser mais fácil definir pa

drões(unidades) de massa do que de força, de maneira a não se precisar recorrer a considerações de localização geográfica ou de altitude".

"Uma vez que podemos escolher diferentes grandezas fundamentais, deve ser possível exprimir uma mesma grandeza em diferentes sistemas de unidades, com diferentes grandezas fundamentais. Em outras palavras, tendo-se a expressão dimensional de uma dada grandeza em um sistema de dadas grandezas fundamentais, deve poder-se transformar tal expressão dimensional para obtê-la nos termos do outro sistema de grandezas fundamentais. Suponhamos que, conhecida a expressão dimensional de uma grandeza em sistema M, L, T, queira-se sua expressão dimensional em sistema A(área), I(impulsão), W(potência). A marcha a seguir em tais problemas consiste em:

- a) escrever a expressão dimensional da grandeza em M,L,T;
- b) escrever também as expressões dimensionais das novas grandezas fundamentais em termos de M, L, T;
- c) resolver as equações, escritas na etapa anterior, em relação a M, L, T;
- d) substituir as expressões de M, L, T, obtidas em c, na expressão dimensional da grandeza em M, L, T".

Ter-se-ia:

$$|A| = L^2$$

$$|I| = MLT^{-2} \quad T = MLT^{-1}$$

$$|W| = MLT^{-2} \quad LT^{-1} = ML^2 T^{-3}$$

$$|L| = A^{1/2}$$

$$\frac{I}{W} = L^{-1} T^2 = A^{-1/2} T^2 \therefore T^2 = \frac{I A^{1/2}}{W} \therefore T = \frac{I^{1/2} A^{1/4}}{W^{1/2}}$$

$$|M| = \frac{I}{LT^{-1}} = \frac{IT}{L} = \frac{I I^{1/2} A^{1/4}}{A^{1/2} W^{1/2}} = I^{3/2} A^{-1/4} W^{-1/2}$$

"Do ponto de vista da semelhança geométrica, os modelos físicos podem ser: geometricamente semelhantes, geometricamente distorcidos ou analógicos".

"Modelos geometricamente semelhantes são aqueles cuja geometria é determinada pela redução, segundo um mesmo fator, de todas as características geométricas do protótipo".

"Modelos geometricamente distorcidos são aqueles em que se usam diferentes fatores para a redução das características geométricas do protótipo. Por exemplo, um modelo de trecho fluvial em que se usa, para a redução das alturas e profundidades um fator diferente daquele que se utiliza para a redução dos comprimentos e das larguras".

"Modelos analógicos são aqueles que não apresentam semelhança geométrica com os respectivos protótipos e nos quais se passem fenômenos qualitativamente diferentes daqueles que devem ser previstos para o protótipo, mas as equações, que regem os fenômenos no protótipo e no modelo analógico, apresentam a mesma estrutura formal".

2 - A análise dimensional

2.1 - "A análise dimensional fundamenta-se nos dois axiomas seguintes":

- a) "só se pode estabelecer um estado de igualdade entre duas grandezas que tenham as mesmas dimensões. Assim, por exemplo, só podemos comparar velocidades com velocidades, acelerações com acelerações, quantidades de movimento com quantidades de movimento ou com impulsões (que têm as mesmas dimensões";
- b) "a razão entre duas grandezas é independente da unidade em que são medidas, desde que se empregue a mesma unidade para ambas. Assim, por exemplo, a razão entre o comprimento e a largura de uma mesa terá sempre o mesmo valor, quer sejam ambas as grandezas medidas em centímetro

ou em milímetros ou em metro ou em pés ou em polegadas. Apesar das duas proposições citadas anteriormente serem evidentes por si mesmas e muito simples, delas se extraem conclusões importantes".

2.2 - "A análise dimensional se presta às seguintes utilizações:

- a) classificar as equações que traduzem os fenômenos físicos e verificar-lhes a generalidade;
- b) passar de um sistema de unidades para outro;
- c) prever a forma das relações entre as grandezas que intervêm em um dado fenômeno físico;
- d) estabelecer condições de semelhança para a concepção, construção, operação e interpretação de modelos físicos".

2.3 - "Do ponto de vista dimensional, as equações que regem os fenômenos físicos podem classificar-se em":

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{não homogêneas} \\ \text{homogêneas} \left\{ \begin{array}{l} \text{restritas} \\ \text{gerais} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

2.3.1 - "Equações não homogêneas são aquelas em que todos os diferentes termos não apresentam as mesmas dimensões".

"Tais equações só são válidas em um determinado sistema de unidades e não traduzem uma lei física geral. São válidas apenas para uma determinada gama, mais ou menos estreita de valores das grandezas intervenientes. Decorrem geralmente de experiências conduzidas empiricamente."

"Por diversas razões históricas, a hidráulica; tanto a hidráulica de fundo fixo quanto a de fundo móvel, contém numerosos exemplos de equações não homogêneas, tais como:

Na hidráulica de fundo fixo!"

"As fórmulas monômias para o cálculo de escoamento em condutos forçados de seção transversal circular, como por exemplo; fórmula de Scimeni para tubos de fibrocimento".

$$V = 64,28 \ D^{0,68} \ S^{0,56}$$

Fórmula para tubos de ferro fundido novo

$$V = 44,15 \ D^{0,625} \ S^{0,535}$$

2.3.2 - "As equações homogêneas são aquelas em que todos os termos têm as mesmas dimensões, por exemplo:

$p = v_0 t + \frac{1}{2} g t^2$, a equação que fornece a distância percorrida por um corpo com queda livre, no vácuo, com velocidade inicial v_0 ."

2.4 - "Os dois instrumentos de que a análise dimensional dispõe para prever a forma das relações entre as grandezas, que intervêm em um fenômeno físico qualquer, são o teorema de Bridgman e o teorema de Buckingham."

"Passamos a enunciar, demonstrar, aplicar e discutir o primeiro de tais teoremas"

2.5 - Teorema de Bridgman

"Toda grandeza secundária pode ser expressa por um produto de potência das grandezas primárias".

"Suponhamos que uma grandeza a seja uma função das grandezas b_1, b_2, \dots, b_n . O teorema de Bridgman nos diz que se poderá escrever $a = c b_1^{c_1} b_2^{c_2} \dots b_n^{c_n}$, sendo c uma constante dimensional e c_1, c_2, \dots, c_n , expoentes positivo ou negativo, inteiros ou fracionários. A fim de demonstrar o teorema, chamemos a grandeza secundária de α e as grandezas primárias de a_1, a_2, \dots, a_n ."

"Portanto, $\alpha = f(a_1, a_2, \dots, a_n)$ (1), onde α é um valor qualquer da grandeza secundária e a_1, a_2, \dots, a_n são valores quaisquer das grandezas primárias. O problema a ser resolvido pelo teorema de Bridgman, consiste em estabelecer a natureza da função f ".

"Sejam β outro valor da mesma grandeza secundária e b_1, b_2, \dots, b_n outros valores das mesmas grandezas primárias, tais que satisfaçam a relação $\beta = f(b_1, b_2, \dots, b_n)$ (2)".

"A natureza da função é a mesma em (1) e (2). Apenas os valores numéricos são diferentes".

Caso sejam mudadas as unidades das grandezas primárias, os valores numéricos mudarão para α', β' . Isto é":

$$\alpha' = f(x_1 a_1, x_2 a_2, x_3 a_3, \dots, x_n a_n)$$

$$\beta' = f(x_1 b_1, x_2 b_2, x_3 b_3, \dots, x_n b_n)"$$

"onde $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ representam as razões entre os tamanhos absolutos do primeiro conjunto de unidades e os tamanhos absolutos do segundo conjunto de unidades. Por exemplo, se se mede a_2 em pés e $x_2 a_2$ em polegadas, x_2 é igual a 12, ou seja o número de polegada em um pé".

"O segundo axioma fundamental da análise dimensional nos permite escrever":

$$\frac{\alpha}{\alpha'} = \frac{\beta}{\beta'} \quad \text{ou} \quad \frac{\alpha}{\beta} = \frac{\alpha'}{\beta'} \quad \text{ou} \quad \frac{\alpha'}{\beta} = \frac{\alpha}{\beta'}$$

$$\text{ou } f(x_1 a_1, x_2 a_2, x_3 a_3, \dots, x_n a_n) =$$

$$= \frac{f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{f(b_1, b_2, \dots, b_n)} f(x_2 b_2, x_3 b_3, \dots, x_n b_n)$$

"Se diferenciarmos ambos os membros da equação acima em relação a cada x_i , resultará um conjunto de equações da forma".

$$a_i \frac{\partial f(x_1 a_1, x_2 a_2, \dots, x_n a_n)}{(a_i x_i)} = \frac{f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{f(b_1, b_2, \dots, b_n)}$$

$$b_i \frac{f(x_1 b_1, x_2 b_2, \dots, x_n b_n)}{(b_i x_i)}$$

Façamos todos os x iguais a 1. Fica:

$$a_i \frac{\partial f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{\partial a_i} = \frac{f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{f(b_1, b_2, \dots, b_n)} \quad b_i \frac{\partial f(b_1, b_2, \dots, b_n)}{\partial a_i} =$$

$$a_i \frac{f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{\partial a_i} \quad b_i \quad f(b_1, b_2, \dots, b_n) \quad \text{ou}$$

$$\frac{i}{f(a_1, a_2, \dots, a_n)} \quad \frac{b_i}{f(b_1, b_2, \dots, b_n)}$$

"Esta equação deve ser válida para quaisquer valores de a_i e b_i . Para qualquer valor de b_i , o segundo membro torna-se uma constante que poderemos chamar de c_i . Então".

$$\frac{\partial f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{\partial a_i} \quad \frac{a_i}{f(a_1, a_2, \dots, a_n)} = \frac{c_i}{a_i}$$

"Existirá uma equação do tipo da anterior para cada valor de b_i e cada valor de a_i , cada equação sendo uma equação diferencial da relação geral entre $f(a_1, a_2, \dots, a_n)$ e o a_i particular que se considere. Uma vez que a_1, a_2, \dots, a_n são grandezas independentes entre si, a última equação pode-se transformar em":

$$\frac{\partial f(a_1, a_2, \dots, a_n)}{f(a_1, a_2, \dots, a_n)} = c_i \frac{d_i}{a_i}$$

que se pode integrar diretamente para:

$$\ell_n f(a_1, a_2, \dots, a_n) = c_i \ell_n + \text{constante}$$

"Seguindo-se a mesma marcha para cada um dos a_i , resultará a solução geral":

$$\ell_n(a_1, a_2, a_3, \dots, a_n) = c_1 \ell_n a_1 + c_2 \ell_n a_2 + c_3 \ell_n a_3 + \dots + c_n \ell_n a_n +$$

$$\ell_n c = \ell_n a_1 c_1 + \ell_n a_2 c_2 + \ell_n a_3 c_3 + \dots + \ell_n a_n c_n + \ell_n c =$$

$$= \ell_n c a_1 c_1 a_2 c_2 a_3 c_3 \dots a_n c_n$$

Donde se conclui que $f(a_1, a_2, \dots, a_n) =$

$$= c a_1 c_1 a_2 c_2 \dots a_n c_n \quad \text{ou } \alpha = c a_1 c_1 a_2 c_2 \dots a_n c_n$$

"Chegou-se, assim, à conclusão de que uma grandeza secundária qualquer pode ser expressa pelo produto de um coeficiente adimensional por potências das grandezas primárias que a determinam, conforme queríamos demonstrar".

"Em muitos casos, podem-se determinar diretamente pelo menos alguns dos expoentes das grandezas primárias. Em outros casos tais expoentes têm que ser determinados experimentalmente. Em geral, a natureza do coeficiente c tem de ser determinada experimentalmente, pois, sendo adimensional sobre ele nada nos fornece a análise dimensional".

"Conforme a dedução, torna evidente que a validade do teorema não depende da adoção de força, comprimento e tempo como sendo os fatores a_1, \dots, a_n . Na realidade, pode-se exprimir em termos de quaisquer combinações adequadas de grandezas primárias, pelo teorema de Bridgman. Por exemplo, se α for a distância que um corpo de queda livre percorre a partir do repouso, poder-se-á exprimir α em termos de aceleração da grandeza (g) e da duração da queda (t) como":

$$s = c g^{c_1} t^{c_2} \quad \text{ou, em termos de velocidade-limite, como:}$$

$$= c v^{c_1} g^{c_2}.$$

"Notar-se-á que chamamos as grandezas a_1, a_2, \dots, a_n de primárias para distinguí-las do que viemos chamando de

grandezas fundamentais".

"Exemplo de aplicação do teorema de Bridgman

Suponhamos que se queira determinar a forma da relação entre a distância percorrida na vertical por um corpo em queda livre, no vácuo, a partir do repouso, e a aceleração da gravidade e a duração da queda".

"O teorema de Bridgman autoriza-nos a escrever:

$s = c g^{c_1} t^{c_2}$. Trata-se de determinar os valores dos expoentes c_1 e c_2 pela análise dimensional. Sendo c adimensional, seu valor só poderá ser determinado experimentalmente".

"Para tal fim, escrevemos as expressões dimensionais de s , g e t ".

Temos:

$$[s] = L$$

$$[g] = LT^{-2}$$

$$[t] = T$$

"Substituamos as grandezas, na expressão fornecida pelo teorema de Bridgman, pelas respectivas expressões adimensionais. Resultará":

$$L = (LT^{-2})^{c_1} T^{c_2}$$

Desenvolvendo as potenciações indicadas, fica:

$$L = L^{c_1} T^{-2c_1} T^{c_2}$$

"Agrupando as diferentes potências das mesmas grandezas fundamentais, obtém-se":

$$L = L^{c_1} T^{-2c_1 + c_2}$$

"Igualando, para os dois membros desta equação, os expoentes das mesmas grandezas fundamentais, resulta":

$$c_1 = 1$$

$$-2c_1 + c_2 = 0 \quad \therefore \quad c_2 = 2c_1 = 2$$

"Assim ficaram determinados os valores dos expoentes c_1 e c_2 e temos $s = c g t^2$. O teorema de Bridgman nos conduziu pois à seguinte conclusão: a distância vertical percorrida por um corpo em queda livre, no vácuo, a partir do repouso, é proporcional à aceleração da gravidade e ao quadrado da duração da queda. Ensaaios adequadamente conduzidos permitiriam achar o valor $1/2$ para o coeficiente c e resultaria a expressão final":

$$s = \frac{1}{2} g t^2.$$

2.6 - Teorema de Buckingham

"Suponhamos que um fenômeno físico qualquer seja regido por uma relação entre n grandezas, cada uma das quais tem uma expressão dimensional em termos de p grandezas fundamentais. O teorema de Buckingham nos diz que se poderá exprimir tal fenômeno por uma relação entre $n-p$ grandezas adimensionais e independentes entre si; caso se trate de grandezas puramente mecânicas, $p = 3$. Tratando-se de grandezas puramente cinemáticas, grandezas em cujas expressões dimensionais a massa ou a força não figuram, $p = 2$. Tratando-se de um fenômeno térmico ou elétrico, $p = 4$. No caso de um fenômeno termoelétrico, $p = 5$. Se o fenômeno envolve uma relação entre n grandezas, $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$, teremos":

$$f(a_1, a_2, a_3, \dots, a_n) = 0 \text{ em forma implícita}$$

$$a_1 = \phi(a_2, a_3, \dots, a_n) \text{ em forma explícita}$$

O teorema de Buckingham nos diz que se poderá escrever:

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-p}) = 0 \text{ em forma implícita;}$$

ou

$$\pi_1 = \phi(\pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-p}) \text{ em forma explícita.}$$

"Como o fenômeno se traduz por relação entre n grandezas, sabemos pelo teorema de Bridgman que se poderá escrever":

$$a_1 = c a_2^{c_2} a_3^{c_3} \dots a_n^{c_n}$$

"Dividindo ambos os membros desta última equação por a_1 , resulta":

$$1 = c a_1^{-1} a_2^{c_2} a_3^{c_3} \dots a_n^{c_n}$$

"Chamando de c_1 o expoente -1 de a_1 , resulta a expressão do teorema de Bridgman, em forma implícita":

$$c a_1^{c_1} a_2^{c_2} a_3^{c_3} \dots a_n^{c_n} = 1 \quad (1)$$

a partir de que se demonstra o teorema de Buckingham.

"Com efeito, escrevamos, em forma generalizada, a expressão dimensional de qualquer dos a em termos das p grandezas fundamentais".

Ter-se-á:

$$a_i = d_1 x_{1i} d_2 x_{2i} d_3 x_{3i} \dots d_p x_{pi}$$

"onde x_{1i} é o expoente da primeira fundamental (d_1) na expressão dimensional da grandeza a_i , e assim por diante".

"Substituindo em (1) as grandezas a_i pelas respectivas expressões dimensionais em termos das p grandezas fundamentais, resulta":

$$\begin{aligned} c (d_1^{x_{11}} d_2^{x_{21}} \dots d_p^{x_{p1}})^{c_1} (d_1^{x_{12}} d_2^{x_{22}} \dots d_p^{x_{p2}})^{c_2} \dots \\ \dots (d_1^{x_{1n}} d_2^{x_{2n}} \dots d_p^{x_{pn}})^{c_n} = 1 \end{aligned}$$

"Efetuando as potenciações e agrupando as potências de mesma base, ter-se-á":

$$\begin{aligned} c d_1^{c_1 x_{11} + c_2 x_{12} + \dots + c_n x_{1n}} d_2^{c_2 x_{21} + c_2 x_{22} + \dots + c_n x_{2n}} \\ \dots d_p^{c_1 x_{p1} + c_2 x_{p2} + \dots + c_n x_{pn}} = 1 \end{aligned}$$

"A homogeneidade dimensional dos dois membros desta última equação nos fornece p equações de condição com n incógnitas. As p equações de condição são:"

$$c_1 x_{11} + c_2 x_{12} + \dots + c_n x_{1n} = 0$$

$$c_1 x_{21} + c_2 x_{22} + \dots + c_n x_{2n} = 0$$

$$\dots\dots\dots$$

$$c_1 x_{p1} + c_2 x_{p2} + \dots + c_n x_{pn} = 0$$

"A n incógnitas são os expoentes c_i que, nas equações acima, tem como coeficientes as dimensões x . Quaisquer p incógnitas podem ser expressas em função das restantes $(n - p)$ incógnitas, desde que o determinante formado pelos coeficientes das p incógnitas escolhidas, seja diferente de zero. Em outras palavras, se tratarmos as $(n - p)$ incógnitas restantes como se fossem constantes, as p equações resultantes devem ser independentes entre si".

"Portanto, p dos expoentes na equação (1) podem ser expressas em função das $(n - p)$ expoentes restantes".

"Os termos de mesmos expoentes podem ser agrupados e cada grupo resultante será adimensional porque cada expoente deve satisfazer às equações simultâneas baseados na homogeneidade dimensional. Uma vez que o termo em c pode ser uma função das variáveis em causa, a equação resultante da substituição em (1) será da forma".

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3 \dots \pi_{n-p}) = 0$$

"onde os π são as grandezas adimensionais resultantes. A única restrição imposta aos π é que sejam adimensionais e independentes entre si".

"Mostraremos a maneira prática de armar os parâmetros adimensionais (os π) ao ver a aplicação prática do teorema de Buckingham pelas grandezas que intervêm no caso mais geral de escoamento de um fluido".

"Aplicaremos o teorema de Buckingham ao caso mais geral de escoamento de fluido, tendo a gravidade como força motriz".

"Considerado de um ponto de vista mais geral, pode-se dizer que qualquer problema de mecânica de fluidos consiste, essencialmente, em prever pressões ou velocidades no seio de uma massa fluida em movimento. Estas duas espécies de grandezas se ligam entre si por relações energéticas como o teorema de Bernouilli ou o princípio de conservação das quantidades de movimento".

"Em geral as grandezas, a considerar um problema de escoamento de fluidos, são as seguintes":

p = pressões;

v = velocidades;

ℓ = uma característica geométrica longitudinal, por exemplo, o comprimento de um conduto forçado ou de canal;

λ = uma característica geométrica transversal, como o diâmetro de um conduto forçado de seção transversal circular ou o raio hidráulico de uma seção de canal;

n = coeficiente de rugosidade, característica geométrica das irregularidades nas paredes sólidas que delimitam o escoamento, por exemplo, uma altura média das asperezas;

ρ = a massa específica do fluido em escoamento;

μ = o coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido em escoamento;

σ = o coeficiente de tensão superficial do fluido;

ϵ = o coeficiente de compressibilidade volumétrica do fluido;

g = a aceleração da gravidade.

"Constata-se que precisamos de grandezas caracterizando a dinâmica do escoamento (p, v, g), sua geometria (ℓ, λ, n) e a natureza do fluido ($\rho, \mu, \sigma, \epsilon$)".

"Podemos então escrever que o caso mais geral de escoamento de fluido, tendo a gravidade como força motriz, rege-se por uma relação do tipo":

$$f(p, v, \ell, \lambda, n, \rho, \mu, \sigma, \epsilon, g) = 0$$

"Temos dez grandezas a considerar. Suas expressões dimensionais envolvem três grandezas fundamentais (M, L, T). O teorema de Buckingham nos leva a prever sete grandezas adimensionais e independentes entre si $(10 - 3) = 7$, para exprimir a mesma relação. Ter-se-á":

$$F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7) = 0$$

Precisamos determinar cada um dos π .

"Em primeiro lugar, escrevamos a expressão dimensional de cada uma das dez grandezas em consideração":

$$p = M L^{-1} T^{-2} \quad \lambda = L$$

$$v = L T^{-1} \quad n = L$$

$$\ell = L \quad \rho = M L^{-3}$$

$$\mu = M L^{-1} T^{-1} \quad \epsilon = M L T^{-1} = M L^{-1} T^{-1}$$

$$\sigma = M L T^{-2} L^{-1} = M T^{-2} \quad g = L T^{-2}$$

"Aplicando o teorema de Bridgman, em forma implícita às grandezas consideradas, teríamos":

$$c_1 c_2 c_3 c_4 c_5 c_6 c_7 c_8 c_9 c_{10} = 1$$

$$c_p v \ell \lambda n \rho \mu \sigma \epsilon g$$

"Substituindo-se cada uma das grandezas nesta equação, pela respectiva expressão dimensional, resultaria":

$$(M L^{-1} T^{-2})^{c_1} (L T^{-1})^{c_2} L^{c_3} L^{c_4} L^{c_5} (M L^{-3})^{c_6} (M L^{-1} T^{-1})^{c_7}$$

$$(M L^{-2})^{c_8} (M L^{-1} T^{-2})^{c_9} (L T^{-2})^{c_{10}} = 1$$

Desenvolvendo as potenciações, obteremos:

$$M^{C_1} L^{-C_1} T^{-2C_1} L^{C_2} T^{-2C_2} L^{C_3} L^{C_4} L^{C_5} M^{C_6} L^{-3C_6} M^{C_7} L^{-C_7} T^{-C_7}$$

$$M^{C_8} T^{-2C_8} M^{C_9} L^{-C_9} T^{-2C_9} L^{C_{10}} T^{-2C_{10}} = 1$$

Agrupando-se as grandezas fundamentais, teremos:

$$M^{C_1+C_6+C_7+C_8+C_9-C_1+C_2+C_3+C_4+C_5-3C_6-C_7-C_9+C_{10}}$$

$$T^{-2C_1-C_2-C_7-2C_8-2C_9-2C_{10}} = 1$$

"Expressando a homogeneidade dimensional dos dois membros da última equação, resultam as três equações de condição":

$$C_1 + C_6 + C_7 + C_8 + C_9 = 0$$

$$-C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 - 3C_6 - C_7 - C_8 + C_{10} = 0$$

$$2C_1 + C_2 + C_7 + 2C_8 + 2C_9 + 2C_{10} = 0"$$

"Temos dez incógnitas e três equações de condição".

"Podemos escolher três incógnitas e expressá-las em função das sete restantes, consideradas como se fossem constantes, desde que o determinante formado pelos coeficientes das incógnitas escolhidas seja diferente de zero".

"Escolhamos as incógnitas c_2, c_3, c_6 . Podemos fazê-lo porque o determinante formado pelos coeficientes respectivos é diferente de zero. Com efeito":

$$\begin{vmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & -3 \\ 1 & 0 & 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 0 \end{vmatrix} = -1 \neq 0$$

"Armam-se os parâmetros adimensionais (π) atribuindo valores arbitrários às incógnitas tratadas como constantes, substituindo tais valores nas equações de condição e determinando os respectivos valores das incógnitas escolhidas".

"Tínhamos escolhido c_2, c_3, c_6 . Atribuiremos valores arbitrários a $c_1, c_4, c_5, c_7, c_8, c_9, c_{10} = 0$. Façamos primeiramente $c_1 = 1$ e $c_4 = c_5 = c_7 = c_8 = c_9 = c_{10} = 0$. Levando tais valores às equações de condição temos":

$$1 + c_6 = 0$$

$$-1 + c_2 + c_3 - 3c_6 = 0$$

$$2 + c_2 = 0$$

A solução deste sistema nos dá:

$$c_6 = -1$$

$$c_2 = -2$$

$$c_3 = 0$$

"Atribuindo tais valores, inclusive $c_1 = 1$, aos expoentes das grandezas respectivas, resulta o primeiro π . Temos":

$$\pi_1 = \frac{p}{\rho v^2}$$

Façamos agora $c_4 = 1$ e $c_1 = c_5 = c_7 = c_8 = c_9 = c_{10} = 0$

"Levando estes valores às equações de condição resulta o sistema":

$$c_6 = 0$$

$$c_2 + c_3 + 1 - 3c_6 = 0$$

$$c_2 = 0$$

"cuja solução é: $c_2 = 0$; $c_3 = -1$; $c_6 = 0$. Levando estes valores, inclusive $c_4 = 1$, aos expoentes, resulta o seguinte π ":

$$\pi_2 = \frac{\lambda}{\ell}$$

Façamos $c_5 = 1$ e $c_1 = c_4 = c_7 = c_8 = c_9 = c_{10} = 0$

Ficaremos com o sistema:

$$c_6 = 0$$

$$c_2 + c_3 + 1 = 0$$

$$c_2 = 0$$

cuja solução é: $c_2 = 0$, $c_3 = -1$, $c_6 = 0$

O terceiro π será:

$$\pi_3 = \frac{n}{\ell}$$

Fazendo $c_7 = 1$ e $c_1 = c_4 = c_5 = c_8 = c_9 = c_{10} = 0$

resulta:

$$c_6 + 1 = 0$$

$$c_2 + c_3 - 3c_6 = 0$$

$$c_2 + 1 = 0$$

cuja solução é: $c_2 = -1$; $c_3 = -1$; $c_6 = -1$. O quarto π será:

$$\pi_4 = \frac{\mu}{\rho v \ell}$$

Fazendo $c_8 = 1$ e $c_1 = c_4 = c_5 = c_7 = c_9 = c_{10} = 0$, resulta:

$$c_6 + 1 = 0$$

$$c_2 + c_3 - 3c_6 = 0$$

$$c_2 + 2 = 0$$

cuja solução é: $c_2 = -2$; $c_3 = -1$; $c_6 = -1$. O quinto π será:

$$\pi_5 = \frac{\sigma}{\rho v^2 \ell}$$

Fazendo $c_9 = 1$ e $c_1 = c_4 = c_5 = c_7 = c_8 = c_{10} = 0$, resulta:

$$c_6 + 1 = 0$$

$$c_2 + c_3 - 3c_6 - 1 = 0$$

$$c_2 + 2 = 0$$

cujas soluções são: $c_2 = -2$, $c_3 = 0$, $c_6 = -1$. O sexto π será:

$$\pi_6 = \frac{\varepsilon}{\rho v^2}$$

Fazendo, finalmente, $c_{10} = 1$ e $c_1 = c_4 = c_5 = c_7 = c_8 = c_9 = 0$, resulta:

$$c_6 = 0$$

$$c_2 + c_3 - 3c_6 + 1 = 0$$

$$c_2 + 2 = 0$$

cujas soluções são: $c_2 = -2$, $c_3 = 1$, $c_6 = 0$. O sistema π será:

$$\pi_7 = \frac{g \ell}{v^2}$$

"Em forma implícita, o teorema de Buckingham nos forneceu por tanto":

$$F\left(\frac{p}{\rho v^2}, \frac{\lambda}{\ell}, \frac{n}{\ell}, \frac{\mu}{\rho v \ell}, \frac{\sigma}{\rho v^2 \ell}, \frac{\varepsilon}{v^2}, \frac{g \ell}{v^2}\right) = 0$$

Em forma explícita,

$$\frac{p}{v} = \psi_1\left(\frac{\lambda}{\ell}, \frac{n}{\ell}, \frac{\mu}{\rho v \ell}, \frac{\sigma}{\rho v^2 \ell}, \frac{\varepsilon}{\rho v^2}, \frac{g \ell}{v^2}\right) = 0$$

"Desde que estes parâmetros permaneçam adimensionais e independentes entre si, podemos fazer com qualquer deles qualquer transformação, por exemplo, invertê-los, elevá-los a qualquer potência inteira ou fracionária, etc. Apenas a forma da relação mudaria, mas qualquer das formas, assim obtidas, seria válida. Podemos então transformar a função acima na seguinte":

$$\frac{p}{\rho v^2} = \psi_2\left(\frac{\lambda}{\ell}, \frac{n}{\ell}, \frac{\rho v \ell}{\mu}, \frac{\rho v^2 \ell}{\sigma}, \frac{v \sqrt{\rho}}{\sqrt{\varepsilon}}, \frac{v}{\sqrt{g \ell}}\right).$$

Dear Health Devices System Member:

Welcome to a new year of Health Devices System membership. Enclosed you will find the 2001 *Health Devices* and *Health Devices Alerts* binders to organize the publications that will be sent to you throughout the year.

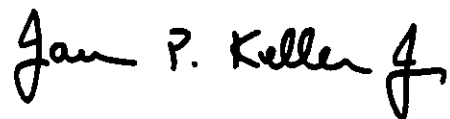
As you know, the Health Devices System is more than just a set of publications. It's an information resource, comprising a collection of services and tools designed to help you — and others in your healthcare facility — make informed healthcare technology decisions. For the 2001 membership year, we are pleased to announce an expanded list of Web resources available to System members; these include:

- Selected articles from *Health Devices*, including recent problem reports and other articles on timely topics.
- The complete text of the *Health Devices Alerts* Action Items and Abstracts editions; with this feature, you can view the current week's items or search the entire database of past reports.
- Tools to facilitate medical device problem reporting — both to ECRI and to the U.S. Food and Drug Administration.
- Plus, a keyword-searchable *Health Devices* Index, automated worksheets for analyzing data when making healthcare technology selection decisions, and more.

To access any of these services, simply log onto www.ecri.org, click on the Members button, and enter your user name and password. For information about how to obtain a password — or for detailed descriptions of the information products and services available to you as a member of the System — refer to the Membership Benefits section of your new *Health Devices* binder. (Note that these same benefits, along with several additional services, are available to members of ECRI's SELECTplus™ Program.)

Understanding and using your membership benefits will help your organization maintain a high standard of care and fiscal responsibility. If you have any questions about your membership benefits or other ECRI products and services, please call me at (610) 825-6000, ext. 5279. Thank you.

Sincerely,



James P. Keller Jr.
Director, Health Devices System

75228716